

Titre: Sélection et étalonnage des mouvements sismiques pour les études de sécurité des barrages-poids situés dans l'Est du Canada
Title:

Auteur: Aristide Razavet
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Razavet, A. (2018). Sélection et étalonnage des mouvements sismiques pour les études de sécurité des barrages-poids situés dans l'Est du Canada [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3045/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3045/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

SÉLECTION ET ÉTALONNAGE DES MOUVEMENTS SISMQUES POUR LES ÉTUDES
DE SÉCURITÉ DES BARRAGES-POIDS SITUÉS DANS L'EST DU CANADA

ARISTIDE RAZAVET

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

SÉLECTION ET ÉTALONNAGE DES MOUVEMENTS SISMQUES POUR LES ÉTUDES
DE SÉCURITÉ DES BARRAGES-POIDS SITUÉS DANS L'EST DU CANADA

présenté par : RAZAVET Aristide

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

M. LÉGER Pierre, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier particulièrement mon directeur de recherche M. Pierre Léger pour m'avoir introduit et surtout intéressé au monde des structures hydrauliques à travers ce sujet de recherche devenu une passion et parfois même une obsession. J'aimerais aussi le remercier pour le soutien financier qui m'a été accordé. Enfin, je tiens à souligner son enthousiasme et son humour toujours appréciés, son encadrement exceptionnel à travers de nombreuses réflexions, discussions et commentaires constructifs et son implication qui m'ont permis de me développer et d'avancer tout au long de ma maîtrise.

Je souhaite remercier les membres du jury, Mme Sanda Koboevic et M. Najib Bouaanani d'avoir pris le temps d'évaluer et de commenter les travaux effectués au cours de ce projet.

Merci aux étudiants aux cycles supérieurs du Groupe de Recherche en Structure (GRS) pour la bonne humeur constante, les réflexions d'ordre scientifique ou non et leur aide et encouragements à travers cette étape.

En dernier lieu et non des moindres, cette expérience n'aurait pas été la même sans le soutien exceptionnel de ma famille et de mes amis bien qu'à l'autre bout du monde pour certains. Un grand merci à eux qui m'ont encouragé et motivé durant tout ce processus ainsi que pour leur bonne humeur très souvent contagieuse.

RÉSUMÉ

Selon la loi sur la sécurité des barrages du Québec, il est permis d'utiliser les données de la commission géologique du Canada (CGC) pour définir l'aléa sismique susceptible d'affecter la réponse sismique des ouvrages. Les données de la CGC sont reprises par le code national du bâtiment du Canada (CNB). L'annexe J du CNB donne les principales lignes directrices quant à la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques à utiliser pour les analyses dynamiques. Le CNB est développé pour les bâtiments qui possèdent, le plus souvent, des caractéristiques dynamiques différentes de celles des barrages en béton qui ont de courtes périodes de vibration. Ce mémoire examine les effets de l'utilisation des méthodes de sélection et d'étalonnage des mouvements sismiques selon les lignes directrices du CNB 2015 sur l'estimation des déplacements sismiques résiduels à l'aide de modèles du barrage aux Outardes-3, le plus haut barrage-poids au Québec (80 m).

Dans un premier temps, les performances de trois méthodes de sélection et d'étalonnage sont comparées : les méthodes proposées sous le vocable (i) d'Atkinson (2009), (ii) « *Mean Square Error* » (MSE) et (iii) « *Spectral Intensity acceleration* » (SIIa). Plusieurs aspects sont étudiés comme (i) l'utilisation de sollicitations sismiques synthétiques ou historiques; (ii) l'utilisation de l'accélération verticale; et enfin (iii) l'utilisation d'accélérogrammes modifiés à l'aide d'ondelettes pour épouser étroitement le spectre cible (« *spectral matching* »). Ensuite, le glissement sismique résiduel du barrage est évalué à l'aide de trois méthodes. 1) Le glissement à la base du barrage est estimé à l'aide du logiciel RS-DAM (« *Rocking-Sliding of dams* ») utilisant la dynamique des corps rigides. 2) Le glissement à la crête est évalué avec la combinaison d'un modèle flexible d'éléments finis linéaire développé sur SAP2000 et d'un modèle de corps rigide de la crête avec RS-DAM. Les accélérations à la crête sont extraites du modèle flexible et employées comme sollicitations sismiques dans le modèle de la crête. 3) Un modèle d'éléments finis non linéaire avec éléments de contact de fissuration-glissement est étudié à l'aide du logiciel LS-Dyna afin d'estimer le glissement résiduel à la crête et à la base en considérant la fissuration du béton durant les sollicitations. Enfin, une étude est menée afin d'examiner l'effet de la fissuration du béton sur l'évolution transitoire de la période de vibration fondamentale du barrage.

Les études sur les méthodes de sélection et d'étalonnage ont démontré des résultats d'étalonnage semblables pour les trois méthodes choisies et une difficulté particulière pour épouser le spectre

cible dans la plage des courtes périodes [0.05-0.5] secondes. L'utilisation d'un modèle de corps rigide du barrage complet (RS-DAM) permet de statuer sur le potentiel de glissement des sollicitations utilisées. La variabilité des résultats obtenus a montré l'importance du détail des secousses sismiques lors de la sélection des accélérogrammes qui ne peut se baser uniquement sur la correspondance des ordonnées spectrales avec le spectre cible qui ne reflète pas la présence d'impulsions de longues durées favorisant le glissement. Les paramètres tels que le CAV « *Cumulative Absolute Velocity* » et le coefficient AI « *Arias Intensity* » doivent être utilisés comme indicateurs complémentaires pour estimer, a priori, le glissement potentiel qui sera causé par un accélérogramme particulier comparé à un autre. L'utilisation de sollicitations synthétiques est adéquate pour évaluer le glissement à la base du barrage avec RS-DAM, lorsque comparée aux résultats provenant des sollicitations historiques. La modification des accélérogrammes par ajout d'ondelettes n'a pas affecté pas le potentiel de glissement (CAV, AI). L'utilisation de la combinaison d'un modèle flexible linéaire et d'un modèle de corps rigide a permis d'estimer le glissement résiduel à la crête d'un barrage ayant une période fondamentale de 0.25 s en considérant les effets de l'amplification dynamique. Avec cette méthode, le glissement résiduel à la crête lors de l'utilisation d'accélérogrammes synthétiques s'est révélé être de 1.5 à 4 fois plus faible que pour des accélérogrammes historiques. De plus, l'utilisation de la modification spectrale a provoqué en moyenne une réduction de moitié du glissement à la crête lorsque des sollicitations historiques sont employées. Compte tenu des différences de glissement obtenues avec chaque méthode, l'utilisation de onze sollicitations sismiques, comme recommandée par le CNB, apparaît comme la méthode la plus adéquate dans le cadre d'une analyse dynamique. Cependant, un minimum de cinq sollicitations peut être utilisé. L'accélération verticale peut augmenter jusqu'à 40 % le glissement résiduel du barrage et doit être considérée dans les analyses de stabilité sismique des barrages. Enfin, l'étude sur l'évolution de la période fondamentale de vibration lors de la fissuration montre qu'elle s'allonge de 36 % pour le bloc de la crête et de 17 % pour le bloc de la base lors des plus fortes impulsions des accélérations, par rapport à la période élastique. Ceci confirme ainsi qu'il est raisonnable de prendre une plage de période allant jusqu'à deux fois la période fondamentale de l'ouvrage pour l'étalonnage en accord avec le CNB.

ABSTRACT

According to the Quebec dam safety legislation, it is allowed to use the data from the geological survey of Canada (GSC) to define the seismic hazard likely to affect the seismic response of structures. The GSC data are used by the national building code of Canada (NBCC). Appendix J of the NBCC gives the main guidelines as for selection and scaling of ground motions to use in dynamic analyses. The NBCC is developed for buildings that have most often dynamic characteristics different from those of the concrete dams which have short periods of vibration. This report examines the effects of selection and scaling methods for ground motions according to NBCC 2015 guidelines on the estimation of the residual seismic sliding displacements of the Outardes-3 dam, the highest gravity dam in Quebec (80 m).

At first, the performances of three selection and scaling methods are compared: the methods proposed by Atkinson (2009), the *Mean Square Error* (MSE) and the *Spectral Intensity acceleration* (SIa). Several aspects are studied as i) using synthetic or historical ground motions; ii) the use of the vertical acceleration; and finally, iii) the use of spectrally modified ground motions (time domain spectral matching) to match closely the target spectrum. Then, the residual seismic sliding of the dam is estimated with three methods. 1) The sliding at the base of the dam is estimated with the software RS-DAM ("Rocking-Sliding of dams") based on rigid body dynamic equilibrium. 2) Residual sliding of the cracked upper block is estimated with the combination of a flexible finite elements model using SAP2000 and a rigid body model of the cracked upper block using RS-DAM. Upper block accelerations are extracted from the flexible model and used as seismic inputs on the cracked upper block model. 3) A non-linear finite elements model with tiebreak elements (cracking-sliding) is studied with the software LS-Dyna to estimate the residual sliding at the base and at the cracked upper block by considering the cracking of concrete during the ground motion. Finally, a study is led to examine the effect of the cracking of concrete on the transient evolution of the fundamental period of vibration of the dam.

The studies on the methods of selection and scaling demonstrated similar scaling results for the three chosen methods and a difficulty to match the target spectrum in the short period range [0.05-0.5] seconds. The use of a rigid body model of the complete dam (RS-DAM) allows to assess the potential for inducing sliding displacements for different ground motions. The variability of the results showed the importance of the detailed ground motions characteristics during their scaling

which cannot be based only on matching the shape of the target spectrum. The parameters such as the CAV "Cumulative Absolute Velocity" and AI "Arias Intensity" factor must also be used as indicators. When compared with historical ground motions, synthetic ground motions are adequate to estimate the base sliding of the dam with this rigid body model. The spectral matching of ground motions did not affect the potential of sliding (CAV, AI). The use of the combination of a linear flexible finite elements model and a rigid body model allowed to estimate the residual sliding at the cracked upper block of a dam having a fundamental period of 0.25 s considering dynamic amplification effects. With this method, the residual sliding at the cracked upper block when using synthetic ground motions turned out to be from 1.5 to 4 times smaller than historical ground motions. Furthermore, the use of spectral matching caused on average a reduction by a factor of two of the sliding at the cracked upper block when historical records were used. Considering the differences of sliding obtained with every method, the use of eleven seismic excitations appears as the most adequate method for a dynamic analysis. A minimum of five ground motions is recommended. The vertical acceleration can increase up to 40 % the residual sliding displacement of the dam and must be considered in seismic stability analyses of dams. Finally, the study on the transient evolution of the fundamental period during cracking shows that the period lengthening can go up to 36 % for the cracked upper bloc and 17 % for the block of the base during the strongest impulses of the accelerations, when compared with the elastic period. This confirms that it is reasonable to take an upper bound of the period range equal to twice the fundamental period of the structure for scaling in agreement with the NBCC.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XVII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXII
LISTE DES ANNEXES.....	XXVI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs de recherche	4
1.4 Méthodologie	5
1.5 Contenu du mémoire	7
CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE	8
2.1 Introduction	8
2.2 Mécanismes de défaillance sismiques des barrages en béton	10
2.3 Calcul et mesure des périodes de vibrations et de l'amortissement.....	13
2.3.1 Période de vibration, amortissement et facteurs influents dans le domaine linéaire élastique.....	13
2.3.2 Méthodes de calcul de la période de vibration fondamentale et de l'amortissement.	15
2.3.3 Méthodes expérimentales, vibrations ambiantes et forcées	22
2.3.4 Modélisation par éléments finis	26

2.3.5	Évaluation de la période d'un bloc berçant représentatif de la crête	28
2.4	Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques compatibles avec le spectre de dimensionnement	29
2.4.1	Méthodes de sélection et d'étalonnage.....	29
2.4.2	Code National du Bâtiment du Canada 2015 (CNBC)	31
2.4.3	Comparaison du CNBC 2015 et du code pour les analyses dynamiques des structures hydrauliques USACE	33
2.5	Conclusions	36
CHAPITRE 3 SÉLECTION ET ÉTALONNAGE DES SECOUSSES SISMQUES POUR LES BARRAGES EN BÉTON : APPLICATIONS		37
3.1	Introduction	37
3.2	Définition du site choisi et de ses caractéristiques	37
3.3	Banque de données des accélérogrammes sélectionnés	39
3.3.1	Accélérogrammes simulés.....	39
3.3.2	Accélérogrammes historiques	39
3.4	Méthodes de sélection et d'étalonnage.....	40
3.5	Utilisation d'accélérogrammes simulés	44
3.5.1	Accélérogrammes horizontaux.....	44
3.5.2	Accélérogrammes verticaux	51
3.6	Utilisation d'accélérogrammes historiques	56
3.6.1	Accélérogrammes horizontaux.....	56
3.6.2	Accélérogrammes verticaux	61
3.7	Conclusions	65
CHAPITRE 4 EFFETS DE LA SÉLECTION ET DE L'ÉTALONNAGE DES SÉISMES SUR LE GLISSEMENT RÉSIDUEL DES BARRAGES-POIDS : MODÈLE DE CORPS RIGIDE..		67

4.1	Introduction	67
4.2	Description et modélisation du barrage et du spectre cible.....	67
4.3	Évaluation de la période fondamentale – CADAM 2D	69
4.4	Évaluation du glissement résiduel – RS-DAM	70
4.5	Sélection et étalonnage des secousses sismiques : étude paramétrique	70
4.6	Réponse sismique.....	71
4.6.1	Utilisation de sollicitations historiques ou synthétiques	71
4.6.2	Effets de la modification spectrale	75
4.6.3	Effets du nombre de scénarios lors de l'étalonnage	75
4.6.4	Effets des secousses verticales	76
4.6.5	Effets du nombre de sollicitations sélectionnées.....	78
4.6.6	Effet du facteur d'intensité.....	79
4.7	Conclusions et recommandations.....	82
CHAPITRE 5 EFFETS DE LA SÉLECTION ET DE L'ÉTALONNAGE DES SÉISMES SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS : MODÈLE FLEXIBLE		84
5.1	Introduction	84
5.2	Modèles du barrage	84
5.2.1	Modèle flexible – SAP2000	84
5.2.2	Modèle de corps rigide du bloc fissuré de la crête – RS-DAM	87
5.3	Effets de la sélection et de l'étalonnage sur la réponse sismique : étude paramétrique.....	87
5.3.1	Sélection des accélérogrammes.....	88
5.3.2	Indicateurs de performances.....	88
5.3.3	Utilisation d'accélérogrammes modifiés.....	91
5.4	Analyse paramétrique : réponse sismique.....	92
5.4.1	Accélérogrammes historiques VS synthétiques	93

5.4.2	Effet de la modification spectrale.....	94
5.4.3	Effet de l'accélération verticale.....	95
5.5	Conclusions et recommandations.....	96
CHAPITRE 6 ÉVALUATION DU GLISSEMENT SISMIQUE RÉSIDUEL : UTILISATION D'ANALYSES NON-LINÉAIRES PAR ÉLÉMENTS FINIS		98
6.1	Introduction	98
6.2	Modèle du barrage : LS-Dyna.....	98
6.2.1	Géométrie et maillage du système	98
6.2.2	Matériaux	99
6.2.3	Chargements.....	99
6.2.4	Caractéristiques dynamiques.....	101
6.2.5	Éléments contact de glissement.....	102
6.3	Étude du glissement résiduel et des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage	103
6.3.1	Sélection des accélérogrammes.....	103
6.3.2	Étude du glissement résiduel à la base et à la crête.....	104
6.3.3	Étude de l'évolution de la période de vibration fondamentale.....	106
6.4	Réponse sismique.....	107
6.4.1	Étude du glissement résiduel du barrage - Modèle non linéaire : LS-Dyna	108
6.4.2	Étude de l'allongement de la période de vibration fondamentale du barrage	114
6.4.3	Comparaison entre le glissement résiduel du barrage obtenu avec le modèle flexible (SAP2000 + RS-DAM) et le modèle non linéaire (LS-Dyna)	115
6.5	Conclusions et recommandations.....	119
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES.....		121
7.1	Sommaire et conclusions.....	121
7.2	Perspectives de recherche.....	126

BIBLIOGRAPHIE	127
ANNEXES.....	131

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Historique d'endommagement sismique des barrages en béton tiré de Nuss, et al. (2012)	9
Tableau 2.2: Présentation de l'effet des mécanismes de défaillance sismiques sur les barrages-poids	12
Tableau 2.3: Résumé des méthodes de calcul empiriques de la période fondamentale d'un barrage-poids en fonction des facteurs influents	16
Tableau 2.4: Résumé des méthodes de calcul empirique de l'amortissement d'un barrage-poids en fonction des interactions du réservoir et de la fondation	17
Tableau 2.5: Propriétés du barrage Outardes-3 utilisées pour l'étude de l'évolution de la période d'un barrage-poids en fonction de sa hauteur	18
Tableau 2.6: Résumé des barrages-poids choisis pour l'étude de la variation de la période en fonction de la hauteur des barrages	19
Tableau 2.7: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement de barrages selon les facteurs influents en vibrations ambiantes	23
Tableau 2.8: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement en fonction des facteurs influents en vibrations forcées.....	24
Tableau 2.9: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement de modèles réduits de barrage selon les facteurs influents	25
Tableau 2.10: Calculs de périodes et amortissement à partir de modèles numériques et comparaison avec les méthodes empiriques pour les barrages-poids.....	27
Tableau 2.11: Lignes directrices du commentaire J du CNBC 2015	32
Tableau 2.12: Comparaison des méthodes et critères d'étalonnages entre le CNBC 2015 et le code pour structures hydrauliques USACE	34
Tableau 3.1: Caractéristiques du site et spectre cible.....	37
Tableau 3.2: Paramètres de sélection des sollicitations sismiques à l'aide des bases de données NGA du P.E.E.R	40

Tableau 3.3: Résumé de l'étalonnage des accélérogrammes historiques à l'aide des trois méthodes	44
Tableau 3.4: Présentation des sollicitations sismiques simulées horizontales sélectionnées.....	45
Tableau 3.5: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques simulées horizontales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S).....	49
Tableau 3.6: Présentation des sollicitations sismiques simulées verticales sélectionnées	51
Tableau 3.7: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques simulées verticales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S).....	55
Tableau 3.8: Présentation des sollicitations sismiques historiques horizontales sélectionnées	56
Tableau 3.9: Comparaison des facteurs d'étalonnage entre la composante maximale et la moyenne géométrique des composantes horizontales	57
Tableau 3.10: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques historiques horizontales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S)	60
Tableau 3.11: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques historiques verticales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S).....	64
Tableau 4.1: Résumé de la modélisation et calibration du modèle du barrage aux Outardes-3 à l'aide de CADAM 2D	69
Tableau 4.2: Nombre de sollicitations choisies pour l'étude paramétrique.....	71
Tableau 4.3: Glissement final du barrage selon deux sollicitations historiques en fonction des signes des accélérogrammes horizontaux (H) et verticaux (V) avec RS-DAM.....	77
Tableau 4.4: Comparaison des glissements minimum obtenus pour chaque option.....	79
Tableau 5.1: Propriétés des matériaux du modèle SAP2000 linéaire élastique	85
Tableau 5.2 : Caractéristiques dynamiques du modèle SAP2000 tirées de l'analyse modale	86
Tableau 5.3: Nombre de sollicitations choisies pour l'étude paramétrique.....	88
Tableau 5.4: Résumé des ratios entre les paramètres des accélérations au point de contrôle "J" et des accélérations à la base	91

Tableau 5.5: Résumé des moyennes des cinq valeurs maximums de chaque paramètre en fonction des types d'accélérogrammes, de la méthode d'étalonnage et de la composante utilisée	93
Tableau 6.1: Propriétés des matériaux du modèle LS-Dyna	99
Tableau 6.2: Résumé des caractéristiques dynamiques du modèle d'éléments finis 3D avec LS-Dyna	101
Tableau 6.3: Présentation des accélérogrammes sélectionnées pour les analyses non linéaires..	104
Tableau 6.4: Comparaison des résultats de glissement à la crête du barrage entre la méthode non linéaire (LS-Dyna) et la méthode flexible (SAP2000 & RS-DAM)	115
Tableau A.1: Présentation de l'effet des mécanismes de défaillance sismique sur les barrages-voûtes et les barrages à contreforts	132
Tableau A.2: Résumé des méthodes de calcul empiriques de la période fondamentale d'un barrage voûte en fonction des facteurs influents	133
Tableau A.3: Calculs de périodes et amortissement à partir de modèles d'éléments finis et comparaison avec les méthodes empiriques pour les barrages-voûtes	134
Tableau B.1: Résumé des paramètres des sollicitations sismiques horizontales simulées, originales (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)	136
Tableau B.2: Résumé des paramètres des sollicitations sismiques verticales simulées, originales (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)	137
Tableau B.3: Résumé des paramètres des enregistrements historiques horizontaux, originaux (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)	138
Tableau B.4: Résumé des paramètres des enregistrements historiques verticaux, originaux (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)	139
Tableau B.5: Glissement final (en millimètres) du barrage en fonction des types de sollicitations et des méthodes d'étalonnage à l'aide du logiciel RS-DAM	140
Tableau B.6: Glissement final du barrage (en millimètres) selon les sollicitations historiques étalonnées selon un seul scénario avec RS-DAM	141

Tableau B.7: Glissement final du barrage (en millimètres) selon les sollicitations simulées horizontales et verticales avec RS-DAM	141
Tableau B.8: Comparaison des facteurs d'étalonnage avec la méthode MSE pour un seul et trois scénarios de période	142
Tableau B.9: Résumé des résultats de l'étude de l'évaluation de la période fondamentale de vibration au cours de la fissuration en fonction des fenêtres de temps choisies pour l'étude	142

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Barrage aux Outardes-3, a) vue de face, b) détail du plot H tiré et adapté de Bernier, et al. (2016)	1
Figure 1.2: Fissuration, glissement, bercement sismique des barrages-poids en béton tiré et adapté de (Léger 2016)	2
Figure 1.3: Méthodes d'analyse de stabilité sismique d'un barrage-poids tiré de Ftima et Léger (2006)	4
Figure 1.4: Schéma représentatif de la méthodologie employée	6
Figure 2.1: Mécanismes de défaillance sismiques d'un barrage-poids tiré de Léger (2016)	11
Figure 2.2: Présentation des facteurs qui influencent la réponse sismique d'un barrage et modifient sa période fondamentale de vibration.....	13
Figure 2.3: Modèle simplifié pour évaluer la période et l'amortissement en tenant compte des interactions barrage/fondation/réservoir	14
Figure 2.4: Allongement de la période fondamentale de vibration d'un barrage poids en fonction de sa hauteur.....	18
Figure 2.5: Comparaison des mesures expérimentales et des méthodes de calcul de la période fondamentale d'un barrage-poids en fonction de sa hauteur.....	19
Figure 2.6 : Évolution de la période fondamentale de vibration d'un barrage-poids de 80 m en fonction du rapport du module élastique de la fondation et du béton	20
Figure 2.7: Allongement de la période fondamentale de vibration d'un barrage-poids de 80 m en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir.....	21
Figure 2.8: Schéma d'un bloc fissuré berçant et des paramètres de calcul de la période.....	28
Figure 2.9: Ondelette sinusoïdale corrigée utilisée pour la modification spectrale (Lilhanand et Tseng 1987).....	31
Figure 2.10: Schéma de la sélection et de l'étalonnage des sollicitations sismiques pour l'analyse sismique tiré du commentaire J du CNBC (2015)	31
Figure 3.1: Spectre uniforme du barrage aux Outardes-3 sur un sol de classe A	38

Figure 3.2: Comparaison de la moyenne des onze spectres en fonction du nombre de scénario : a) méthode MSE, b) modification spectrale	43
Figure 3.3: Moyenne des spectres de chaque scénario en fonction du nombre de scénario : a) méthode MSE, b) modification spectrale	43
Figure 3.4: Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques simulées horizontales	46
Figure 3.5: Comparaison entre l'étalonnage et la modification spectrale horizontale : à gauche en suivant le CNBC 2015, à droite sans le critère de 110% du CNBC	46
Figure 3.6: Comparaison entre les trois possibilités de respect du critère de modification spectrale du CNBC 2015	47
Figure 3.7: Résultats de la modification spectrale des sollicitations simulées horizontales sur les trois scénarios	50
Figure 3.8: Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques simulées verticales	52
Figure 3.9: Comparaison entre l'étalonnage et la modification spectrale verticale : à gauche en suivant le CNBC 2015, à droite sans le critère de 110 % du CNBC	53
Figure 3.10: Résultats de la modification spectrale des sollicitations simulées verticales sur les trois scénarios	54
Figure 3.11: Sélection et étalonnage des sollicitations historiques horizontales	58
Figure 3.12: Comparaison entre les spectres de réponses moyens de la composante horizontale des sollicitations historiques de l'étalonnage et de la modification spectrale sur les trois scénarios	58
Figure 3.13: Résultats de la modification spectrale des sollicitations historiques horizontales sur les trois scénarios	59
Figure 3.14: Exemple de dérivation du déplacement après modification spectrale du séisme de Sierra Madre	59
Figure 3.15: Résultats de l'étalonnage des sollicitations historiques verticales avec les facteurs d'étalonnage horizontaux	61

Figure 3.16: Comparaison entre les spectres de réponses moyens de la composante verticale des sollicitations historiques de l'étalonnage et de la modification spectrale sur les trois scénarios	62
Figure 3.17: Résultats de la modification spectrale des sollicitations historiques verticales sur les trois scénarios	63
Figure 4.1: Barrage aux Outardes-3, a. Vue de face, b. Détail du plot H tiré et adaptée de Bernier, et al. (2016)	68
Figure 4.2: Spectres horizontaux et verticaux du barrage aux Outardes-3	68
Figure 4.3: Glissement du barrage à la base en fonction des sollicitations horizontales historiques étalonnées	72
Figure 4.4: Résultats de l'étude paramétrique sur le glissement final du barrage avec RS-DAM	73
Figure 4.5: Résultats de l'étude paramétrique sur le glissement final du barrage avec RS-DAM en excluant "Iwate_1" et "Iwate_2"	74
Figure 4.6: Comparaison du glissement résiduel du barrage selon un ou trois scénarios d'étalonnage des sollicitations historiques avec le logiciel RS-DAM, a) onze sollicitations, b) excluant "Iwate_1" et "Iwate_2"	76
Figure 4.7: Résultats du glissement moyen [millimètres] en fonction des options 1) la moyenne des onze sollicitations sélectionnées et la moyenne des cinq maximums (excluant Iwate) et 2) la moyenne de cinq des onze sollicitations: a) sollicitations historiques, b) sollicitations synthétiques	78
Figure 4.8: Résultats du glissement maximum [millimètres] provenant de l'option 3) le maximum de trois des onze sollicitations: a) sollicitations historiques, b) sollicitations synthétiques...	79
Figure 4.9 : Comparaison des valeurs des facteurs d'intensités en fonction de la méthode employée	80
Figure 4.10: Comparaison du glissement résultant des différentes méthodes de sélection du facteur d'intensité.....	80

Figure 4.11: À gauche : glissement résultant de l'accélérogramme de « Sierra Madre » avec la méthode Sa (T_1), à droite : comparaison des spectres étalonnés et modifiés spectralement de « Sierra Madre »	81
Figure 5.1: Modèle du barrage et de la fondation	85
Figure 5.2: Schéma du bloc fissuré de la crête modélisé dans RS-Dam	87
Figure 5.3: Schéma des éléments étudiés en traction et de la fissure du modèle de barrage flexible	89
Figure 5.4: Schéma explicatif de l'indicateur de glissement du bloc fissuré	90
Figure 5.5: Ratio des valeurs des paramètres : accélérogrammes synthétiques / historiques	93
Figure 5.6: Ratio des valeurs des paramètres : modification spectrale / étalonnage.....	95
Figure 5.7: Ratio des valeurs des paramètres : avec accélération verticale / sans acc. verticale ...	95
Figure 6.1: Modèle du barrage Outardes-3 et de sa fondation en 3D dans le logiciel LS-Dyna ...	99
Figure 6.2: Courbe lissée de type "Smoothstep" utilisée pour la relaxation dynamique	100
Figure 6.3: Modèle par éléments finis avec les éléments contact de glissement - LS-Dyna	102
Figure 6.4: Paramètres évalués pour les études du glissement résiduel avec LS-Dyna.....	105
Figure 6.5: Schéma des nœuds de contrôle de l'accélération	106
Figure 6.6: Découpage de l'accélération en fonction du glissement résiduel de la crête dû au séisme « Duzce »	107
Figure 6.7: Accélération du point de contrôle de la crête découpée dans la fenêtre de temps entre 16 et 24 secondes.....	107
Figure 6.8: Résultats de l'étude avec éléments contact à la crête uniquement : a) Glissement résiduel [mm], b) Ouverture de fissure [mm]	108
Figure 6.9: Glissement résiduel à la crête de deux sollicitations sismiques étalonnées et modifiées spectralement.....	109
Figure 6.10: Ratio entre les résultats avec éléments contact (i) à la base et à la crête et (ii) à la crête uniquement: a) Glissement résiduel à la crête, b) Ouverture de fissure à la crête	110

Figure 6.11: Comparaison du glissement résiduel avec éléments contact (i) uniquement à la crête et (ii) à la crête et à la base dû à la sollicitation « Sierra Madre »	110
Figure 6.12: Résultats de l'étude de l'effet de la composante verticale sur : a) Glissement résiduel à la crête [mm], b) Ouverture de fissure [mm]	111
Figure 6.13: Glissement résiduel à la crête du barrage lors de la sollicitation « 7a2, 24 » (i) avec et (ii) sans composante verticale en fonction du temps.....	112
Figure 6.14: Résultats de l'étude de l'effet de la résistance des éléments contact sur : a) Glissement résiduel de la crête [mm], b) Ouverture de fissure [mm]	112
Figure 6.15: Comparaison du glissement résiduel à la crête dû à la sollicitation « 7a2, 24 » de différentes valeurs de résistance des éléments contact.....	113
Figure 6.16: Évolution de la période fondamentale du barrage lors du glissement résiduel à la crête lors de la sollicitation « Duzce »	114
Figure 6.17: Comparaison des méthodes flexible (SAP2000 & RS-DAM) et non linéaire (LS-Dyna) selon le glissement résiduel à la crête et l'accélération au point de contrôle « J » pour la sollicitation « Sierra Madre »	116
Figure 6.18: Comparaison des méthodes flexible (SAP2000 & RS-DAM) et non linéaire (LS-Dyna) selon le glissement résiduel à la crête et l'accélération au point de contrôle « J » pour la sollicitation « 7a2, 24 »	117
Figure 6.19: Étude de l'effet du coefficient d'amortissement visqueux sur le glissement résiduel à la crête lors de la sollicitation « Duzce » étalonnée	118
Figure A.1: Mécanismes de défaillance sismiques d'un barrage-voûte tiré de Léger (2016)	131

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Liste des sigles

$a(t)$	Accélération au temps t
$A1, A2, \phi, \Gamma^*$	Coefficient pour le calcul de la période d'un ouvrage (Miquel et Bouaanani 2010)
B	Épaisseur du barrage à la base
C	Coefficient tenant compte des propriétés du barrage (Priscu, et al. 1985)
E	Module de Young
f	Facteur d'étalonnage de la méthode MSE
g	Accélération gravitationnelle
H	Hauteur du barrage
$H+V$	Composante horizontale + verticale
$H-V$	Composante horizontale - verticale
K	Rigidité
M	Masse
M/S	Ratio des paramètres de l'accélérogramme : modifié spectralement / étalonné
$M1$	Première masse généralisée du barrage (Miquel et Bouaanani 2010)
$M6, M7$	Respectivement magnitude 6 et 7
$NFLS$	Résistance à la traction
R_f	Coefficient d'interaction barrage/fondation (Chopra 1988)
R_{fault}	Distance la plus proche de la rupture d'un séisme
R_r	Coefficient d'interaction barrage/réservoir (Chopra 1988)
R_{rup}	Distance de rupture d'un séisme
s, sec	Seconde
S/O	Ratio des paramètres de l'accélérogramme : étalonné / original

S_a	Accélération spectrale
$S_a(T_i)$	Accélération spectrale de la $i^{\text{ème}}$ période
$S_{a_{acc}}$	Accélération spectrale du spectre de l'accélérogramme
$S_{a_{cible}}$	Accélération spectrale du spectre cible
SFLS	Résistance au cisaillement (cohésion)
T	Période de vibration
t	Temps
T_1	Période fondamentale de vibration
$T_{90\%}$	Période de vibration correspondante à 90 % de la masse modale effective
T_B	Période naturelle d'un bloc berçant
TR	Intervalle de période
TRSi	Intervalle de période du scénario i
TS	Intervalle d'étude pour l'étalonnage
v/a	Ratio de la vitesse maximale et de l'accélération maximale
V_{s30}	Vitesse de propagation des ondes d'une sollicitation sismique
$w(T_i)$	Poids pour le calcul du facteur d'étalonnage à l'aide de la méthode MSE
w_c	Déplacement de la crête dû à la charge permanente horizontale
α	Coefficient pour le calcul de la période d'un ouvrage (Dabre 2004)
δ	Fissure initiale (Malla, et al. 1996)
θ	Rotation maximale (Malla, et al. 1996)
λ, β	Coefficient pour le calcul de la période d'un bloc berçant (Malla, et al. 1996)
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Amortissement

ξ_f	Coefficient d'interaction barrage/fondation pour l'amortissement (Chopra 1988)
ξ_r	Coefficient d'interaction barrage/réservoir pour l'amortissement (Chopra 1988)
ρ	Densité du béton
ρ_r	Densité de l'eau (Miquel et Bouaanani 2010)
σ_n	Contrainte normale en traction
σ_s	Contrainte de cisaillement

Liste des abréviations

2D	En deux dimensions
3D	En trois dimensions
ACB	Association Canadienne des barrages
AI	Intensité d'Arias « <i>Arias Intensity</i> »
ASI	Intensité du spectre d'accélération « <i>Acceleration Spectrum Intensity</i> »
CAV	Vitesse absolue cumulative « <i>Cumulative Absolute Velocity</i> »
CB	Contreforts / Buttress
CGC	Commission géologique du Canada
CNBC (CNB)	Code national du bâtiment du Canada
É	Étalonnage
GSC	« <i>Geological Survey of Canada</i> »
MS	Modification spectrale
MSE	« <i>Mean Square Error</i> »
NBCC	« <i>National Building Code of Canada</i> »
NGA	« <i>Next Generation Attenuation</i> »
PEER	« <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i> »

PG	Poids / « <i>Gravity</i> »
PGA	Accélération maximale au sol « <i>Peak Ground Acceleration</i> »
PGD	Déplacement maximal au sol « <i>Peak Ground Displacement</i> »
PGV	Vitesse maximale au sol « <i>Peak Ground Velocity</i> »
RMSA	Moyenne quadratique de l'accélération « <i>Root Mean Square Acceleration</i> »
RMSD	Moyenne quadratique du déplacement « <i>Root Mean Square Displacement</i> »
RMSV	Moyenne quadratique de la vitesse « <i>Root Mean Square Velocity</i> »
SIa	« <i>Spectral Intensity acceleration</i> »
USACE	« <i>United States Army Corps of Engineers</i> »
VA	Voûte / « <i>Arch</i> »
VDC	Coefficient de restitution d'impact « <i>Viscous Contact Damping</i> »

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Études sur les barrages-voûtes et les barrages à contreforts	131
ANNEXE B – Résultats complémentaires	135

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

La sismicité dans l'est du Canada est caractérisée par un contenu fréquentiel prédominant élevé ($\cong 10$ Hz) dans le spectre de réponse. Ainsi, les ouvrages les plus sollicités par ce type de séisme sont ceux qui possèdent une grande rigidité comme les barrages en béton. Bien que très peu de réelles catastrophes soient à déplorer lorsqu'il s'agit de la sécurité sismique des barrages, il n'en reste pas moins que certains barrages ont été endommagés de manière importante, d'où le besoin de recherche continu dans ce domaine. Grâce à l'évolution constante des méthodes d'analyses numériques, les méthodes de conception et d'évaluation quant à la sécurité sismique dans le domaine des bâtiments (CNB 2015) sont de plus en plus précises et accessibles pour les utilisateurs. Cependant, ces méthodes ne sont pas directement applicables au domaine des barrages. En effet, la taille imposante d'ouvrages en béton tels que les barrages et la complexité du système regroupant le barrage, son réservoir et sa fondation rendent difficile le processus d'essais en laboratoires et ainsi la validation des méthodes numériques. Dans le cadre de ce projet, le barrage à l'étude est le barrage aux Outardes-3 présenté à la figure 1.1. Le plot qui sera analysé est d'une hauteur de 78.3 m et possède une période fondamentale de vibration qui est estimée à $T_1 = 0.25$ sec (4.00 Hz) tenant compte de la fondation et du réservoir.

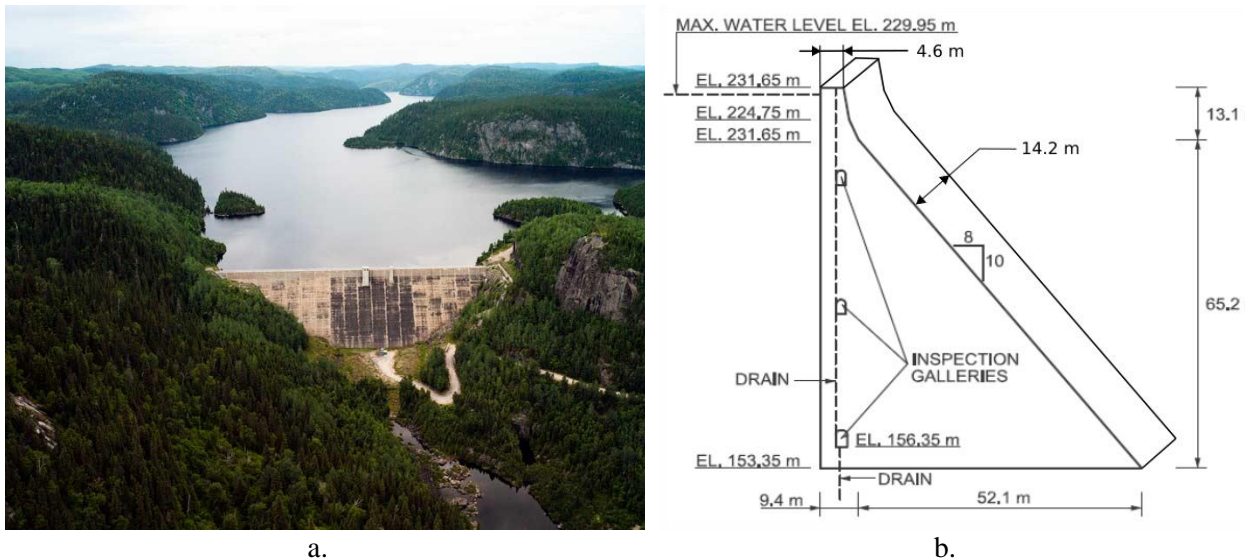


Figure 1.1: Barrage aux Outardes-3, a) vue de face, b) détail du plot H tiré et adapté de Bernier, et al. (2016)

1.2 Problématique

Selon la loi sur la sécurité des barrages du Québec, il est permis d'utiliser les données de la commission géologique du Canada (CGC) pour définir l'aléa sismique susceptible d'affecter la réponse sismique des ouvrages. Les données de la CGC sont reprises par le code national du bâtiment du Canada (CNB). L'annexe J du CNB donne les principales lignes directrices quant à la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques à utiliser pour les analyses dynamiques. Le CNB est développé pour les bâtiments qui possèdent, le plus souvent, des caractéristiques dynamiques différentes de celles des barrages en béton qui ont de courtes périodes de vibration. De plus, la fissuration sismique des barrages en béton et l'estimation de l'importance des glissements résiduels poussent les calculs de sécurité sismique vers des méthodes d'analyses non linéaires (figure 1.2).

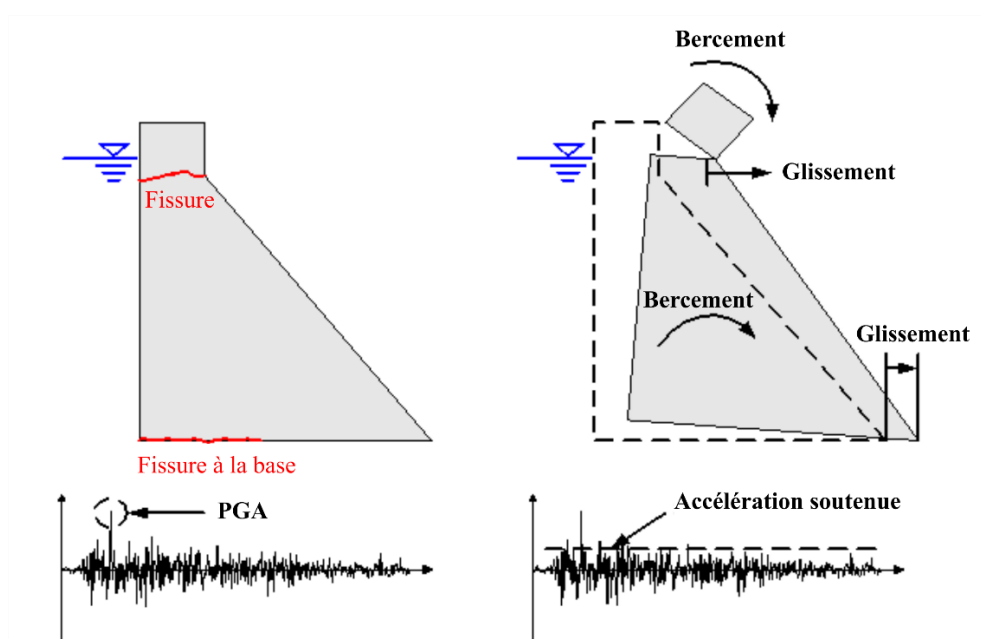


Figure 1.2: Fissuration, glissement, bercement sismique des barrages-poids en béton tiré et adapté de (Léger 2016)

Il existe plusieurs méthodes d'étude de stabilité sismique d'un barrage-poids comme la figure 1.3 le présente. Une analyse de stabilité sismique de type dynamique peut se décomposer en trois étapes : 1) sélectionner les mouvements sismiques pour le barrage à l'étude, 2) étalonner les mouvements sismiques à l'aide d'une des méthodes disponibles et enfin 3) étudier la réponse

sismique du barrage, en mettant l'accent dans le cadre de cette étude sur le glissement résiduel ou le bercement possible du barrage.

Ce projet de recherche vise à répondre à plusieurs questionnements quant à ces trois étapes :

- L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques est-elle viable compte tenu du nombre limité d'accélérogrammes historiques de fortes intensités disponibles dans l'est du Canada?
- Quelles méthodes d'étalonnage des accélérogrammes sont les plus appropriées pour représenter le spectre de calcul?
- La composante verticale du mouvement sismique doit-elle être considérée dans une analyse visant à estimer le glissement résiduel?
- L'utilisation de la modification spectrale (addition d'ondelettes) est-elle viable et avantageuse?
- Quel est le nombre minimum d'accélérogrammes acceptable pour l'étude de la stabilité?
- Comment se compare l'utilisation de la méthode de corps rigide (figure 1.3) à celle d'une méthode d'éléments finis non linéaires pour l'ensemble de l'ouvrage quant à la réponse sismique?

La problématique principale de ce projet de recherche est de déterminer les effets de l'utilisation de différentes méthodes de sélection et d'étalonnage des mouvements sismiques selon les lignes directrices du CNBC 2015 sur la réponse sismique d'un barrage-poids situé dans l'est du Canada en mettant l'accent sur l'estimation des déplacements résiduels. Ces déplacements caractérisent l'endommagement de l'ouvrage et sa capacité à retenir le réservoir en condition post-sismique.

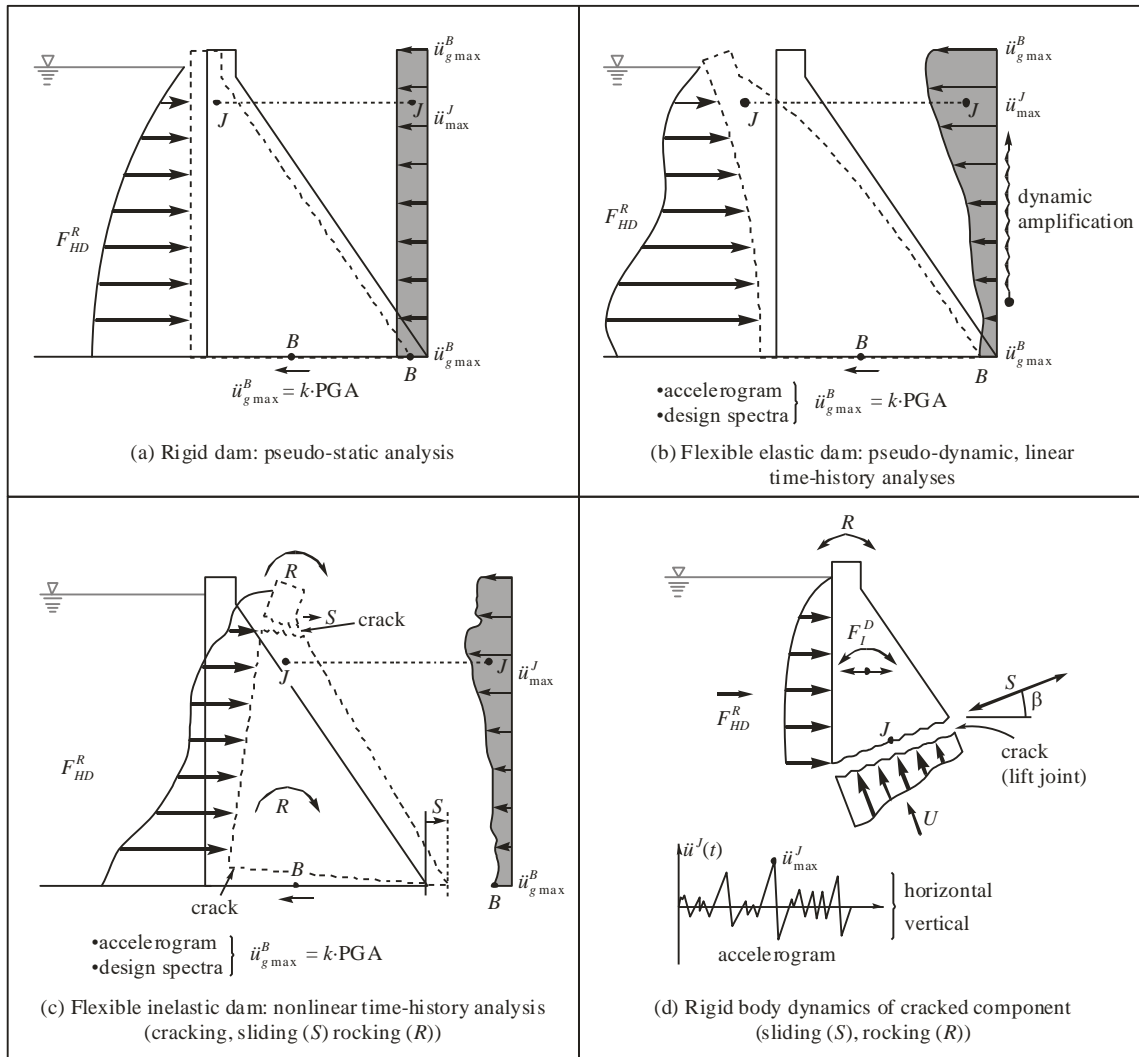


Figure 1.3: Méthodes d'analyse de stabilité sismique d'un barrage-poids tiré de Ftima et Léger (2006)

1.3 Objectifs de recherche

L'objectif principal de cette recherche est de formuler des recommandations quant à la sélection et l'étalonnage des secousses sismiques pour les études de la stabilité structurale des barrages en béton dans l'est du Canada. Pour ce faire, les objectifs spécifiques suivants sont établis :

1. Identifier, au travers d'une revue critique de la littérature : a) les mécanismes de défaillance sismiques des barrages en béton, b) les méthodes de calcul des périodes de vibrations et de l'amortissement des barrages-poids et c) les méthodes de sélection et d'étalonnage des secousses sismiques.

2. Comparer les méthodes de sélection et d'étalonnage d'accélérogrammes basées sur le CNBC 2015 à travers trois axes principaux :
 - a) Les méthodes d'étalonnages dont trois sélectionnées : la méthode de l'erreur moyenne quadratique « *Mean Square Error* » ou **MSE**, une méthode basée sur l'intensité spectrale **SIa** et la méthode développée par **Atkinson** (2009) et choisir celle correspondant le mieux à l'est du Canada pour la suite de l'étude,
 - b) L'utilisation de sollicitations de natures synthétiques comparée à des sollicitations historiques,
 - c) L'utilisation d'accélérogrammes naturels comparée à des accélérogrammes modifiés à l'aide d'ondelettes (« *spectral matching* »).
3. Étudier les effets de la sélection et d'étalonnage d'accélérogrammes sur le glissement résiduel d'un barrage-poids selon trois méthodes :
 - a) Utilisation d'un modèle de corps rigide du barrage complet (RS-DAM)
 - b) Utilisation la combinaison d'un modèle flexible (SAP2000) pour estimer les accélérations sous la crête de l'ouvrage qui sont appliquées pas la suite à un modèle de corps rigide (RS-DAM) de la crête,
 - c) Utilisation d'un modèle complet d'éléments finis non linéaire (LS-Dyna).
4. Évaluer l'allongement de la période de vibration fondamentale du barrage causée par la fissuration due à une excitation sismique.

1.4 Méthodologie

Dans un premier temps, la revue critique de la littérature permet de savoir quels sont les types d'endommagements sismiques les plus répandus et les plus critiques. De plus, le calcul des périodes de vibration et de l'amortissement de nombreux barrages permet d'établir une plage de périodes sur lequel faire les études. Enfin, une première sélection des méthodes de sélection et d'étalonnage est faite. La figure 1.4 résume la méthodologie adoptée pour le projet.

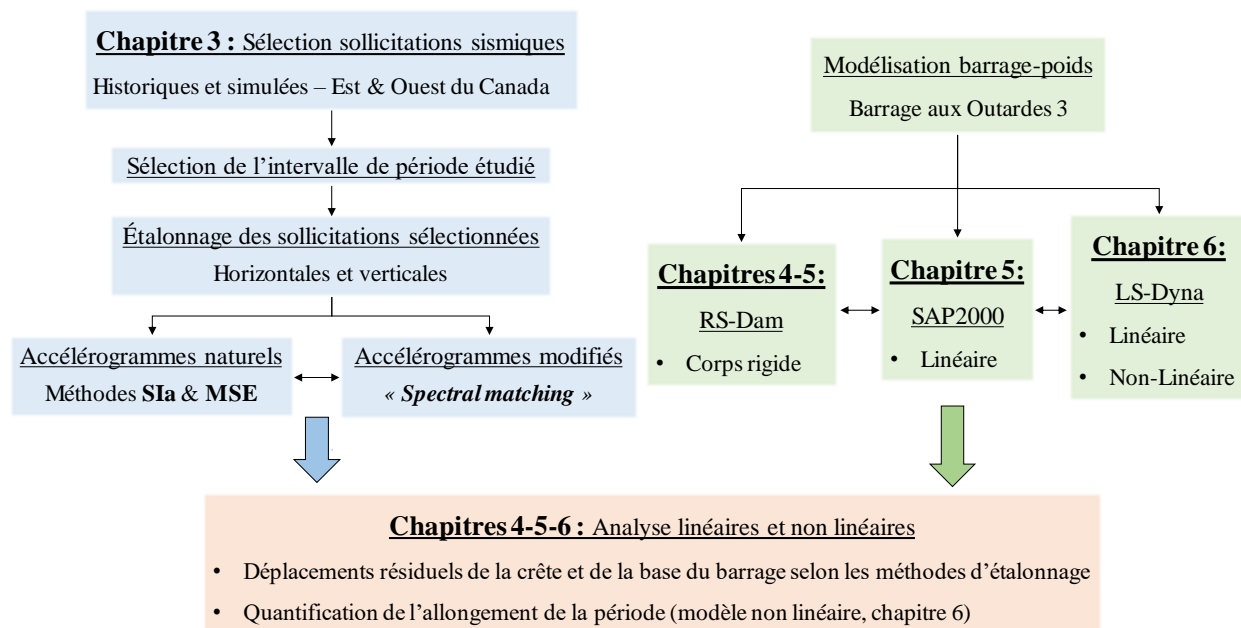


Figure 1.4: Schéma représentatif de la méthodologie employée

La première étape, correspondant à la section en bleu, consiste à étudier les différentes méthodes de sélection et d'étalonnages des sollicitations sismiques pour convenir à un barrage situé dans l'est du Canada. Plusieurs paramètres sont pris en compte dans l'étude, à savoir la méthode d'étalonnage, l'utilisation de sollicitations synthétiques ou historiques, la prise en compte de l'accélération verticale et enfin l'utilisation d'accélérogrammes modifiés.

La seconde étape est la réalisation de plusieurs modèles du barrage choisi pour l'étude. Le premier modèle est réalisé à l'aide du logiciel RS-DAM qui emploie la dynamique des corps rigide avec lequel le glissement résiduel à la base est étudié (figure 1.3 d). Le second modèle combine l'utilisation d'un modèle flexible linéaire (figure 1.3 b.) effectué sur SAP2000 et d'un modèle de la crête (figure 1.3 d.) sur RS-DAM. À partir du modèle linéaire de SAP2000, les accélérations à la crête sont extraites pour être employées comme sollicitations sismiques dans le modèle de la crête de RS-DAM pour enfin obtenir le glissement résiduel à la crête.

Enfin, la dernière étape consiste à étudier le glissement résiduel du barrage à la crête et à la base du barrage à partir d'un modèle d'éléments finis non linéaire (figure 1.3 c.). Ce modèle est réalisé à l'aide du logiciel LS-Dyna afin de représenter la fissuration du béton au cours de la sollicitation. Enfin, une étude est menée afin de regarder l'effet la fissuration du béton sur la période de vibration fondamentale du barrage.

1.5 Contenu du mémoire

Le présent mémoire comporte sept chapitres incluant cette introduction. La revue critique de la littérature fait l'objet du second chapitre en présentant les mécanismes de défaillance sismiques possibles pour les différents types de barrages en béton, le calcul et la mesure des périodes de vibration et de l'amortissement des barrages-poids et voûtes et enfin la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques compatibles avec le spectre de dimensionnement. Le troisième chapitre porte sur l'application des méthodes de sélection et d'étalonnage des secousses sismiques pour les barrages en béton. Les chapitres quatre et cinq présentent les effets de la sélection et de l'étalonnage des séismes sur le glissement résiduel des barrages-poids chacun selon un modèle différent. Le chapitre quatre utilise un modèle de corps rigide alors que le chapitre cinq emploie la combinaison d'un modèle flexible et d'un modèle de corps rigide. Le sixième chapitre concerne l'évaluation de la réponse sismique du barrage en utilisant un modèle d'éléments finis non linéaire. Le septième et dernier chapitre porte sur la conclusion du projet de recherche ainsi que les recommandations et perspectives.

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Les barrages en béton sont d'imposants ouvrages construits pour reprendre de grandes charges. Une des sollicitations les plus importantes, mais aussi les plus imprévisibles est celle résultant d'un tremblement de terre. Bien qu'il n'existe que très peu de ruptures, certains barrages ont subi des dommages suite aux tremblements de terre à plusieurs reprises par le passé comme il est possible d'observer au tableau 2.1. Le fait qu'il existe un grand nombre de barrages en béton dans l'est du Canada apporte une importance particulière aux mesures d'évaluation de la sécurité sismique de ces barrages. Le code national du bâtiment du Canada (CNB) propose des méthodes d'évaluation de la sécurité sismique de plus en plus détaillées à chaque édition. Cependant, ce code n'est pas directement applicable aux barrages en béton. Cette revue de l'état des connaissances a pour but de recenser les études existantes sur l'évaluation de la sécurité sismique des barrages en béton en considérant les 3 volets suivants.

Dans un premier temps, il s'agit de caractériser les différents mécanismes de défaillance sismiques que peuvent subir les barrages-poids. L'évaluation de ces mécanismes contribue au développement de modèles de barrages non linéaires pouvant être utilisés lors d'analyses de stabilité sismique et à identifier la cause de l'évolution des caractéristiques dynamiques lors de sollicitations sismiques.

Dans le second volet, les méthodes d'évaluation de la période fondamentale de vibration des barrages en béton et de l'amortissement du système sont présentées, comparées et analysées, et ce pour de nombreux barrages-poids et voûtes. La définition d'une plage de périodes est nécessaire pour effectuer la sélection et l'étalonnage des accélérogrammes sur le spectre cible.

Enfin, dans le dernier volet, les méthodes de sélection et d'étalonnage des sollicitations sismiques compatibles avec le spectre de dimensionnement du CNB 2015 sont présentées et comparées avec les recommandations de USACE (2003) .

Tableau 2.1: Historique d'endommagement sismique des barrages en béton tiré de Nuss, et al. (2012)

Dam (Completed)	Country	Ht feet (m)	Crest feet (m)	EQ Name and Date	Dist. to Fault miles (km)	Mag.	PHGA (g)	Remarks
Concrete Gravity Dams								
Lower Crystal Springs (1890)	USA	154 (47)	600 (183)	San Francisco Apr 18, 1906	0.25 (0.4)	8.3	0.52 to 0.68 (est.)	"Not the slightest crack"
Koyna (1963)	India	338 (103)	2800 (853)	Koyna Dec 11, 1967	1.8 (3)	6.5	0.63 cc	Cracks in both faces
Williams (1895)	USA	69 (21)	87 (27)	Loma Prieta Oct 17, 1989	6 (9.7)	7.1	0.6 (est.)	No damage
Bear Valley (1912, 1988)	USA	92 (28)	360 (110)	Landers Jun 28, 1992	28 (45)	7.4	0.18 h 0.08 v	Multiple arch modified to gravity dam in 1988. No damage, except slight displacement of crest bridge girders
				Big Bear Jun 29, 1992	9 (14.5)	6.6	0.57 h 0.21 v	
Gohonmatsu (1900)	Japan	108 (33)	361 (110)	Kobe Jan 17, 1995	0.6 (1 km)	7.2	0.83	No damage of this masonry dam
Shih Kang (1977)	Taiwan	70 (21.4)	1171 (357)	Chi Chi Sep 21, 1999	0	7.6	0.51 0.53 V	Vertical disp. of 29 ft (9 m). Rupture of concrete.
Mingtian (1990)	Taiwan	269 (82)	?	Chi Chi Sep 21, 1999	7.5 (12)	7.6	0.4 to 0.5 (est.)	No damage
Kasho (1989)	Japan	152 (46.4)	571 (174)	Western Tottori Oct 6, 2000	1.9 or 5 (3 or 8)	7.3	0.54 b 2.09 c	Cracks in Control Building at crest
Uh ()	Japan	46 (14)	112 (34)	Western Tottori Oct 6, 2000	0.6 or 8 (1 to 3)	7.3	1.16 Surf	Small crack at spillway base
Takou (2007)	Japan	252 (77)	1056 (322)	Tohoku Mar 11, 2011	68 (109)	9.0	0.38 b 2.04 c	Cracking of gatehouse walls at crest
Miyatoko (1993)	Japan	157 (48)	?	Tohoku Mar 11, 2011	84 (135)	9.0	0.32	No damage
Concrete Arch Dams								
Gibraltar (1920, 1990)	USA	169 (52)	600 (183)	Santa Barbara Jun 29, 1925	?	6.3	> 0.3 (est.)	No damage. Modified in 1990 with RCC
Pacoima (1929)	USA	372 (113)	589 (180)	San Fernando Feb 9, 1971	3 (5)	6.6	0.6 to 0.8	No cracks in arch. Open joint between arch and thrust block
				Northridge Jan 17, 1994	11.4 (18)	6.8	0.53 >2.3 c	Open joint (2") between arch and thrust block
Ambiesta (1956)	Italy	194 (59)	475 (145)	Gemona-Friuli May 6, 1976	12.4 (20)	6.5	0.36 at rt abut	No damage
Rapel (1968)	Chile	364 (111)	886 (270)	Santiago Mar 3, 1985	28 (45)	7.8	0.31	Damage to spillway and intake tower. Dam performed well.
				Maule Feb 27, 2010	144 (232)	8.8	0.302	Cracked pavement.
Techi (1974)	Taiwan	607 (185)	951 (290)	Chi Chi Sept 21, 1999	53 (85)	7.6	0.5 b 0.86 c	Local cracking of curb at dam crest
Shapai RCC (2003)	China	433 (132)	820 (250)	Wenchuan May 12, 2008	20 (32)	8.0	0.25 to 0.50 (est.)	No damage
Concrete Buttress Dams								
Hsinfengkiang (1959)	China	344 (105)	1444 (440)	Reservoir Mar 19, 1962	0.7 to fault (1.1)	6.1	0.54 c afs	Horiz cracks in top part of dam
Sefid Rud (1962)	Iran	348 (106)	1368 (417)	Manjil Jun 21, 1990	Near dam site	7.7	0.71 (est.)	Horiz cracks near crest, minor disp of blocks

Notes: Legend: b=base, c=Crest, est=Estimate, disp=Displacement, rt abut=Right Abutment, Ht=Height, V=Vertical, Mag= Magnitude (ML or mb for less than 6.5 and MS above 6.5), Surf=Surface, aft=Aftershock, PHGA= Peak horizontal ground acceleration, cc=cross-canyon

2.2 Mécanismes de défaillance sismiques des barrages en béton

Les sollicitations sismiques sont des charges capables de causer la rupture d'un barrage en béton. La rupture d'un barrage survient lorsque celui-ci ne peut plus assurer sa fonction de retenue du réservoir. Les principaux mécanismes de défaillance sismiques à étudier pour assurer le maintien du barrage et éviter sa rupture sont la fissuration, le glissement et le bercement. L'accent est mis ici sur les barrages-poids, mais il est possible de retrouver dans l'annexe A les considérations particulières se rapportant aux barrages-voûtes et barrages à contreforts. En ce qui concerne le glissement et le bercement, ces deux modes de ruptures se produisent à la suite de la fissuration. Le glissement survient généralement à la suite d'une fissuration horizontale d'amont en aval du barrage qui permet alors le déplacement dans l'orientation de la fissure. La fissure peut être à la base du barrage ou bien dans le corps du barrage particulièrement le long des plans horizontaux correspondants à la position des joints de reprises de bétonnage. Lorsque la combinaison des forces dynamiques, des pressions hydrostatiques et sous-pressions excède la force de friction le long d'une fissure, il y a glissement (Chávez et Fenves 1995).

Le bercement est un mouvement de rotation du barrage ou d'une partie du barrage qui s'est séparé due à une fissuration antérieure. La fissure en question s'ouvre et se ferme de manière cyclique. Ces trois modes de rupture sont illustrés à la figure 2.1 pour les barrages-poids.

Chaque barrage, selon ses propriétés uniques, réagira de manière différente à une même sollicitation dynamique. Cependant, il est possible de remarquer des tendances selon le type de barrage comme il est résumé pour les barrages-poids dans le tableau 2.2 dans lequel les références sont présentées en termes de numérotation. En plus des trois modes de ruptures présentés ici s'ajoutent les modes de ruptures associés à la fondation, qui est une des sections les plus importantes à vérifier lorsqu'il s'agit de sécurité sismique (Koltuniuk, et al. 2013). Les fondations peuvent se déformer de manière irrégulière ou suivre un plan de fissuration et provoquer un glissement partiel ou total de l'ensemble de la fondation et ainsi causer la rupture du barrage (Council 1991).

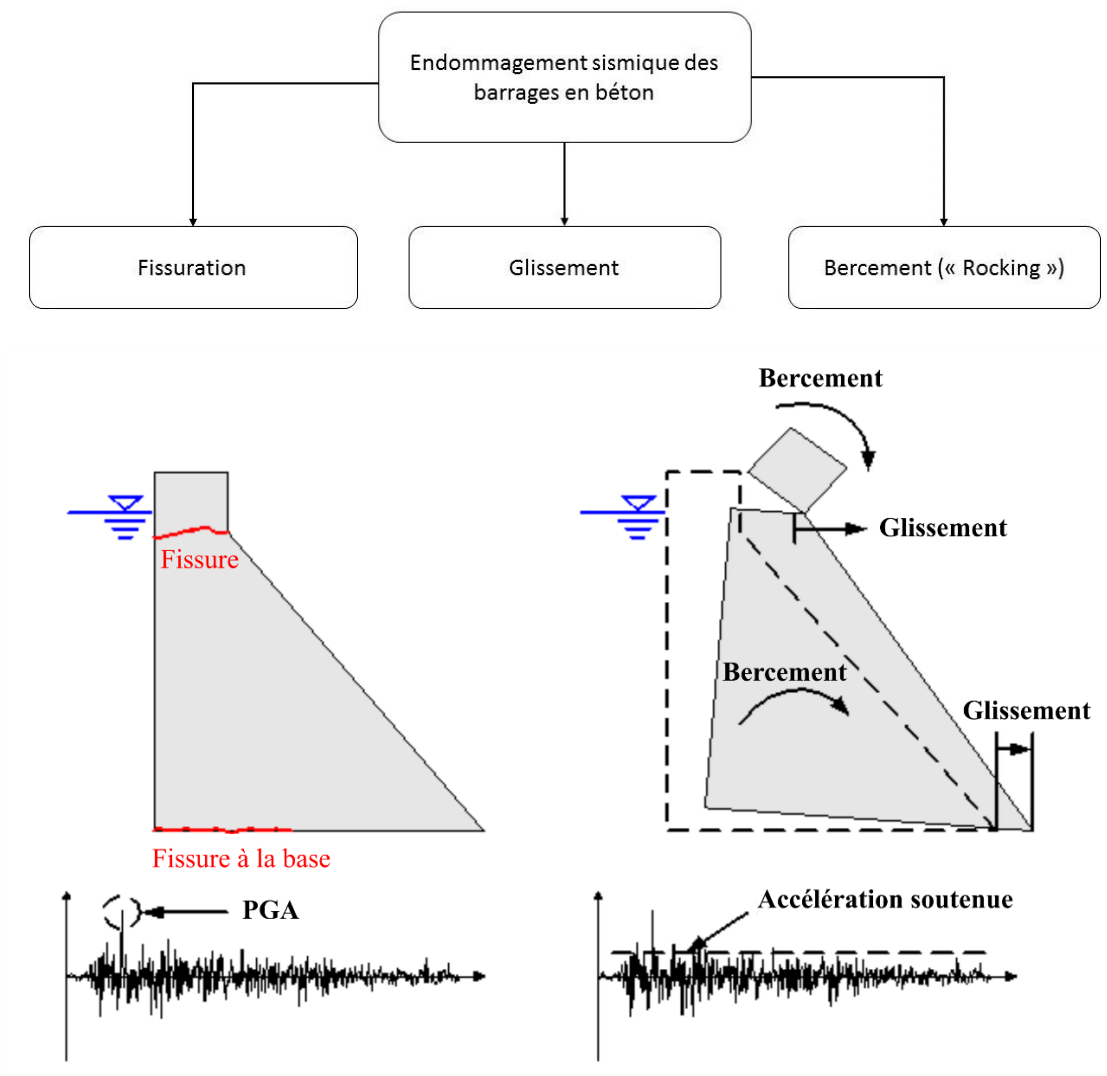


Figure 2.1: Mécanismes de défaillance sismiques d'un barrage-poids tiré de Léger (2016)

Tableau 2.2: Présentation de l'effet des mécanismes de défaillance sismiques sur les barrages-poids

Type de barrage	Mécanisme de défaillance	Facteur d'importance	Localisation	Paramètre(s) influent(s)	Commentaires
Barrage-poids	Fissuration	Moyen à élevé	À la base	Cohésion béton/fondation	Le comportement non linéaire de l'interface à la fondation réduit la réponse sismique [36]
				Cohésion béton/béton	Fissurations les plus communes : fissuration en tension à la base et dans la partie supérieure [27] & [25]
		Moyen à élevé	Partie supérieure, changement de pente	Résistance du béton en tension	Si la fissuration se propage à travers le barrage, la rupture sera causée par le glissement ou le bercement [27]. Rarement cause finale de rupture
					La fissuration diminue la cohésion et favorise le glissement [27]
	Glissement	Élevé	À la base	Angle de friction béton/roc	Initié par une fissuration le long de la fondation [33]
				Efficacité du drainage	Mode de rupture le plus probable si la conception est bien faite [5]
				Forces de sous-pression	Glissement généralement vers l'aval (poussées hydrostatiques)
				Compressibilité de l'eau	Le glissement est sensible aux caractéristiques et à la durée des vibrations du sol [10] & [50]
	Bercement	Moyen à élevé	Partie supérieure « Neck »	Angle de friction béton/béton	Généralement résultant d'une rupture du béton en tension,
				Amortissement	Réduit de manière importante s'il y a glissement à la base en premier [5]
				Résistance du béton en tension	
	Bercement	Faible	Autour du pied, barrage entier	Cohésion béton-fondation	Fissuration de la base préliminaire requise
		Moyen	Bercement d'un bloc séparé	Géométrie particulière	Négligeable devant le glissement à la base [14] & [10] Résultant de la fissuration horizontale avancée d'un bloc Combinaison de glissement et bercement du bloc

2.3 Calcul et mesure des périodes de vibrations et de l'amortissement

Afin de pouvoir réaliser une étude de sécurité sismique sur un barrage, l'évaluation de ses propriétés dynamiques est nécessaire. La période fondamentale de vibration de l'ouvrage ainsi que l'amortissement associé sont les deux éléments majeurs à déterminer pour des analyses sismiques. La période fondamentale de vibration, associée au premier mode de vibration, décrit le temps nécessaire à la structure pour faire un cycle complet de vibration. L'amortissement évalue la capacité de la structure à absorber l'énergie et ainsi atténuer les vibrations dans le temps. Ces deux facteurs sont essentiels afin d'évaluer la réponse sismique d'un ouvrage à une sollicitation sismique quelconque.

2.3.1 Période de vibration, amortissement et facteurs influents dans le domaine linéaire élastique

La période fondamentale d'un barrage ainsi que l'amortissement associé sont dépendants d'un nombre important de paramètres qui complexifient leur évaluation. En effet, en plus des propriétés intrinsèques du barrage (type de barrage, dimensions, matériau, etc.), les paramètres énumérés à la figure 2.2 peuvent faire varier la période de vibration d'un barrage de manière considérable.

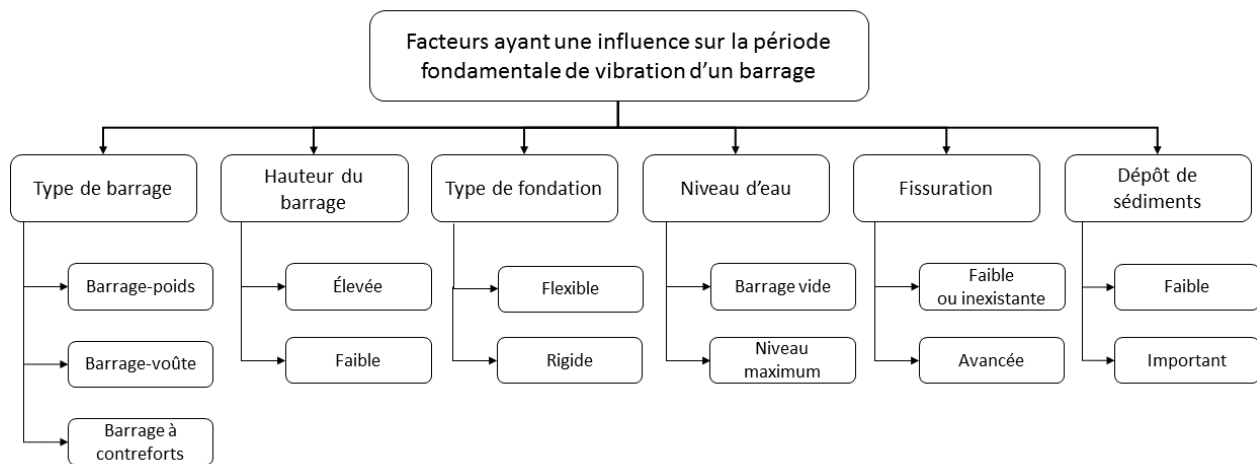


Figure 2.2: Présentation des facteurs qui influencent la réponse sismique d'un barrage et modifient sa période fondamentale de vibration

Le type de barrage et les dimensions du barrage (dont sa hauteur) affectent la période puisque celle-ci dépend principalement de la masse et de la rigidité du système étudié. De plus, la fondation influence cette période avec sa rigidité dépendante du type de sol. Le niveau d'eau dans le réservoir du barrage contribue aussi à l'allongement de la période puisqu'une masse vient s'ajouter à celle du barrage. Le niveau de fissuration vient modifier la rigidité du barrage et peut ainsi avoir un impact sur sa période de vibration. Enfin, les dépôts de sédiments dans le réservoir ont tendance à absorber les vibrations et réduire la réponse sismique du barrage (Fenves et Chopra 1985). Les deux paramètres les plus influents sont la flexibilité de la fondation et le niveau du réservoir. C'est pourquoi la période et l'amortissement du système composé du barrage, sa fondation et son réservoir sont généralement calculés en plusieurs étapes comme le présente de manière simplifiée la figure 2.3. Premièrement, le barrage est considéré comme vide sur une fondation rigide. Ensuite, la flexibilité de la fondation est prise en compte. Enfin, l'effet du réservoir est représenté par l'ajout de masses équivalentes.

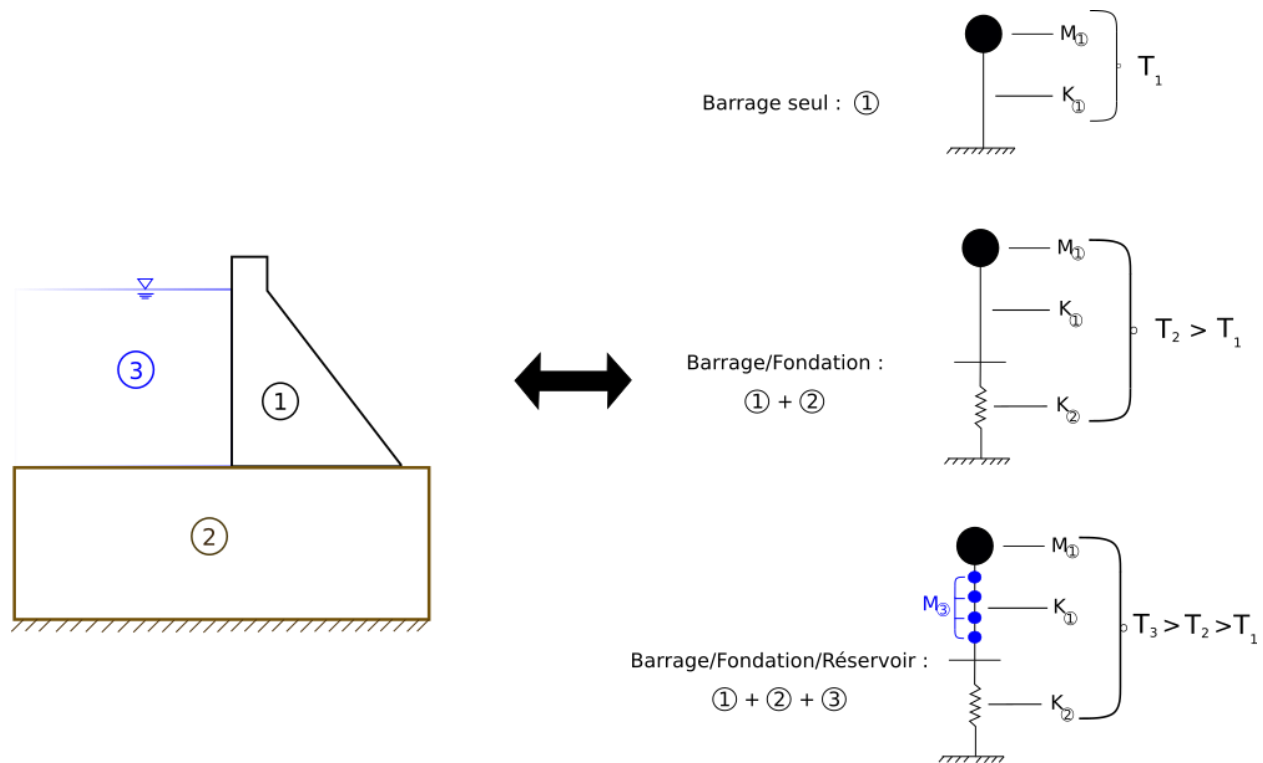


Figure 2.3: Modèle simplifié pour évaluer la période et l'amortissement en tenant compte des interactions barrage/fondation/réservoir

La période fondamentale d'un barrage-poids et l'amortissement associé peuvent être évalués à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthodes de calcul dépendantes des propriétés du système du barrage,
- Essais de vibrations ambiantes,
- Essais de vibrations forcées,
- Essais sur des modèles réduits en laboratoire,
- Modélisation numérique (sauf l'amortissement qui doit être choisi).

2.3.2 Méthodes de calcul de la période de vibration fondamentale et de l'amortissement

Dans cette section, les méthodes de calcul disponibles sont présentées, comparées et utilisées pour évaluer l'effet de plusieurs paramètres à savoir : 1) la hauteur du barrage, 2) la hauteur d'eau dans le réservoir et enfin 3) le rapport des modules élastiques du barrage et de sa fondation. Les tableaux 2.3 et 2.4 proposent un résumé des méthodes de calcul tirées de la littérature en fonction des paramètres requis pour les barrages-poids. Les références associées à chaque méthode sont disponibles dans chaque tableau. Un résumé des méthodes de calcul de la période de vibration fondamentale pour les barrages-voûtes est disponible dans l'annexe A au tableau A.2.

Les barrages-poids possèdent généralement une forme simple qui leur permet d'avoir un comportement en deux dimensions relativement proche de la réalité. Beaucoup d'études ont été menées sur l'évaluation de la période de vibration des barrages et il existe plusieurs méthodes de calcul différentes comme le tableau 2.3 présente. Certaines formules sont simplifiées et ne requièrent que la hauteur de l'ouvrage tandis que d'autres nécessitent d'utiliser des abaques ou de calculer des paramètres pour tenir compte des interactions barrage/fondation/réservoir comme il est détaillé dans la colonne des commentaires.

Tableau 2.3: Résumé des méthodes de calcul empiriques de la période fondamentale d'un barrage-poids en fonction des facteurs influents

Références	Période fondamentale ^{1,2} [s]	Commentaires
(Priscu, et al. 1985)	$T = C \cdot H \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}}$	« C » est un coefficient qui tient compte des propriétés du barrage et de la hauteur du réservoir disponible à la figure 3.17 de la référence
(Chopra 1988)	$T_1 = 0.38 \cdot \frac{H}{\sqrt{E}} \cdot R_r \cdot R_f$	« R_r » et « R_f » sont respectivement les coefficients d'interaction barrage/réservoir et barrage/fondation qui sont donnés dans les tableaux 2, 3 et 4 de la référence.
(Chopra et Tan 1989)	$T_1 = 0.33 \cdot \frac{H}{\sqrt{E}} \cdot R_r \cdot R_f \text{ si } H \geq 90m$ $T_1 = 0.34 \cdot \frac{H}{\sqrt{E}} \cdot R_r \cdot R_f \text{ si } H < 90m$	Pour un évacuateur de crue uniquement, Voir commentaire précédent
(Ghrib, et al. 1997)	$T = \frac{H}{275}$	Ordre de grandeur qui tient compte des interactions entre le barrage, le réservoir et la fondation
(Herzog 1999)	$T = 1.79 \cdot \sqrt{w_c}$	Tirée de l'approximation de la période d'un système à un degré de liberté et ou « w_c » est le déplacement de la crête dû à la charge permanente agissant horizontalement
(Darbre 2004)	$T = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{H^2}{B} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}}$	« α » est donné à la figure 5 de la référence

¹ En tenant compte des interactions entre le barrage, le réservoir et la fondation.

² Où **H** est la hauteur du barrage, **B** l'épaisseur du barrage à la base, **ρ** la densité du béton et **E** le module de Young du béton,

Tableau 2.3: Résumé des méthodes de calcul empiriques de la période fondamentale d'un barrage-poids en fonction des facteurs influents (suite)

Références	Période fondamentale [s]	Commentaires
(Miquel et Bouaanani 2010)	$T = T_1 \cdot \sqrt{1 + \frac{4 \cdot \rho_r \cdot H^2 \cdot \hat{\phi}(\eta)}{M_1}}$: compressibilité de l'eau négligée	Interaction barrage/réservoir uniquement T ₁ est la période fondamentale de l'ouvrage
	$T = T_1 \cdot \sqrt{\Gamma^* - \frac{A_2}{3 \cdot A_1}}$: compressibilité de l'eau prise en compte	Voir référence pour le calcul des paramètres

L'amortissement étant un facteur fortement variable en fonction du barrage et de son environnement, il existe moins de documentation en ce qui concerne son calcul de manière simplifiée comme le montre le tableau 2.4.

Tableau 2.4: Résumé des méthodes de calcul empirique de l'amortissement d'un barrage-poids en fonction des interactions du réservoir et de la fondation

Références	Amortissement [%]	Commentaires
(Chopra 1988)	$\xi = \frac{1}{R_r} \cdot \frac{1}{(R_f)^3} \cdot \xi_1 + \xi_r + \xi_f$	« ξ_1 » est l'amortissement correspondant au premier mode de vibration et (« R_r », « ξ_r ») et (« R_f », « ξ_f ») sont respectivement les coefficients d'interaction barrage/réservoir et barrage/fondation qui sont donnés dans les tableaux 2, 3 et 4 de la référence

Évolution de la période fondamentale du barrage en fonction de sa hauteur

Tout comme les bâtiments, la période fondamentale d'un barrage s'allonge avec sa hauteur. En effet, la figure 2.4 montre l'allongement de la période pour les barrages-poids à l'aide de plusieurs méthodes simplifiées de calcul de la période. Une hauteur de 80 m est choisie, car elle représente la hauteur approximative maximale du barrage aux Outardes-3 choisi pour l'étude. Les propriétés utilisées pour tracer les courbes de l'évolution de la période fondamentale d'un barrage-poids sont résumées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5: Propriétés du barrage Outardes-3 utilisées pour l'étude de l'évolution de la période d'un barrage-poids en fonction de sa hauteur

Barrage Outardes-3			
Propriétés	Béton	Roc	Eau
Masse volumique ρ [kg/m ³]	2400	2700	1000
Module élastique E [MPa]	28000	60000	0.0007
Coefficient de poisson ν	0.2	0.33	0.49995
Amortissement ξ [%]	1.5	5.0	-

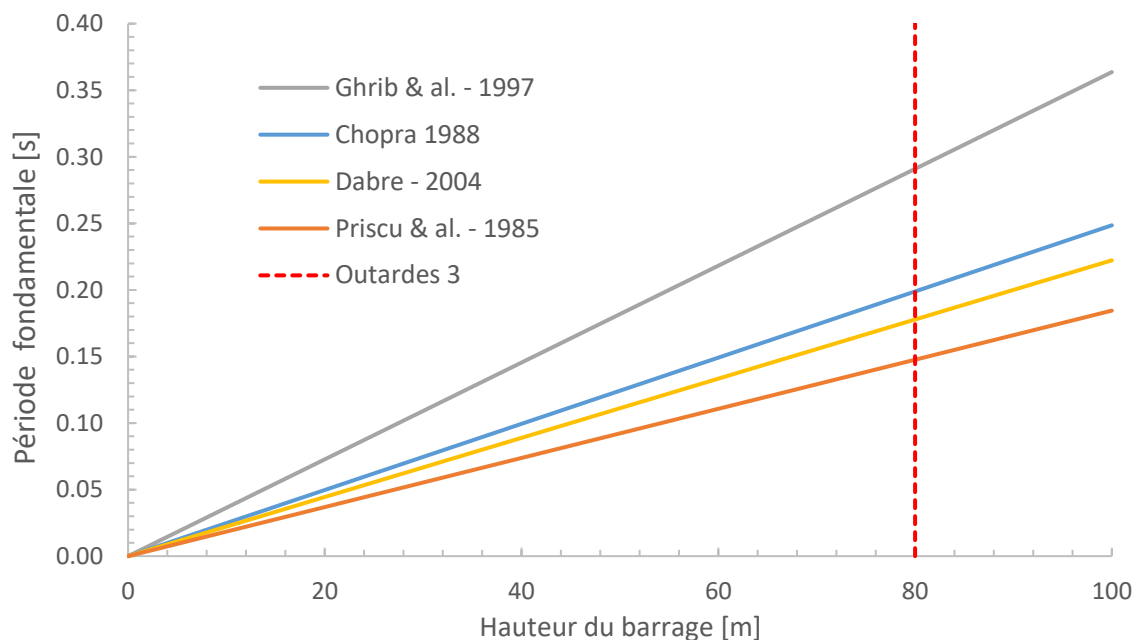


Figure 2.4: Allongement de la période fondamentale de vibration d'un barrage poids en fonction de sa hauteur

Les valeurs de la période fondamentale de vibration de cinq barrages-poids se situant dans la tranche de hauteur de ceux du Québec (<100 m) sont choisies pour étudier la variation de la période en fonction de la hauteur d'un barrage. Le tableau 2.6 présente les propriétés de ces cinq barrage-poids. Ces valeurs sont comparées aux méthodes de Chopra (1998) et de Ghrib (1997) à la figure 2.5. La méthode de Chopra est employée dans de nombreuses applications pour le calcul de la période de fondamentale d'un barrage-poids et la méthode de Ghrib est simple d'utilisation tout en restant une bonne approximation.

Tableau 2.6: Résumé des barrages-poids choisis pour l'étude de la variation de la période en fonction de la hauteur des barrages

Références	Barrage	Type de vibrations	H _{barrage} [m]	H _{réservoir} [m]
(Dowdell et Benedict 2004)	Ruskin	Ambiantes	58	-
(Proulx et Paultre 1997)	Outardes-3	Forcées	84	82
(Hall 1988)	Lower Crystal Spings	Ambiantes	42	34.8
	Xiang Hong Dian	Ambiantes / Forcées	87.5	70.5 - 71
	Fengshuba	Forcées	93	91

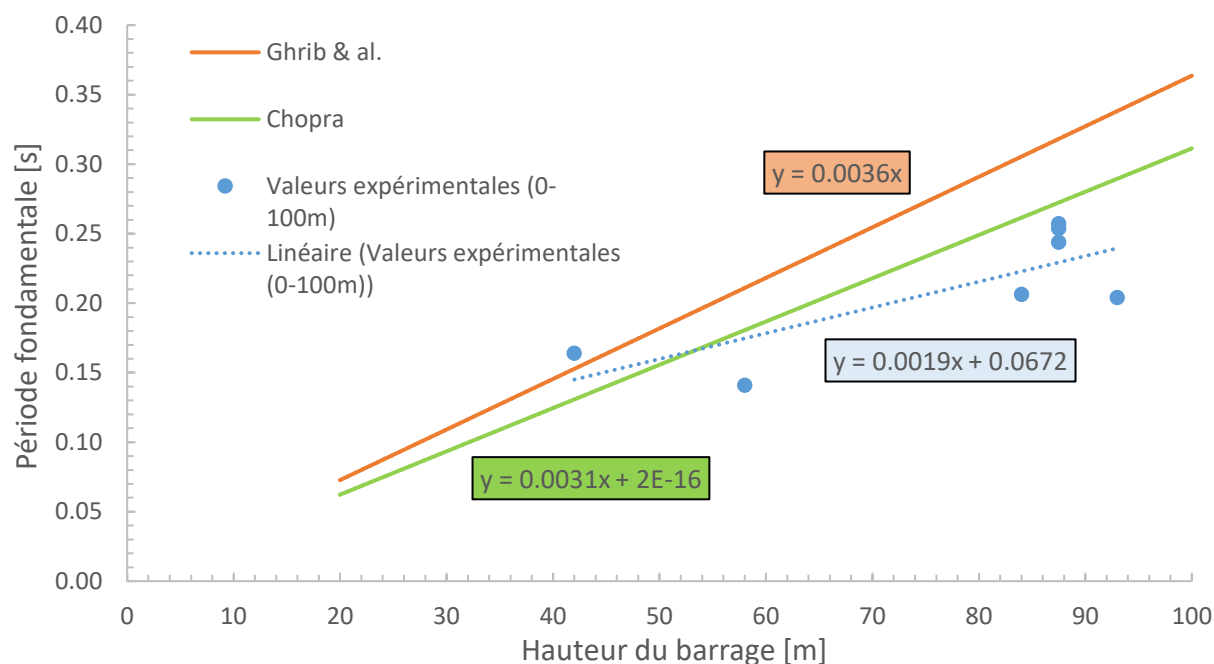


Figure 2.5: Comparaison des mesures expérimentales et des méthodes de calcul de la période fondamentale d'un barrage-poids en fonction de sa hauteur

À part pour le barrage « *Lower Crystal Springs* », les deux méthodes simplifiées surestiment la période fondamentale de vibration ce qui est susceptible de correspondre à des accélérations spectrales plus importantes. Cependant, chaque barrage étudié ici possède des propriétés de fondation, de réservoir et de béton différentes. Il est donc possible d'obtenir des périodes différentes pour des barrages de hauteur similaires.

Évolution de la période fondamentale du barrage en fonction de la flexibilité de la fondation

Les propriétés de la fondation affectent aussi la période de vibration. Selon la méthode de Chopra (1988), plus la fondation est flexible plus la période de vibration fondamentale d'un barrage-poids s'allonge. La figure 2.6 présente l'évolution de la période de vibration d'un barrage-poids de 80 m en fonction du rapport du module d'élasticité de la fondation et du béton selon la méthode de Chopra.

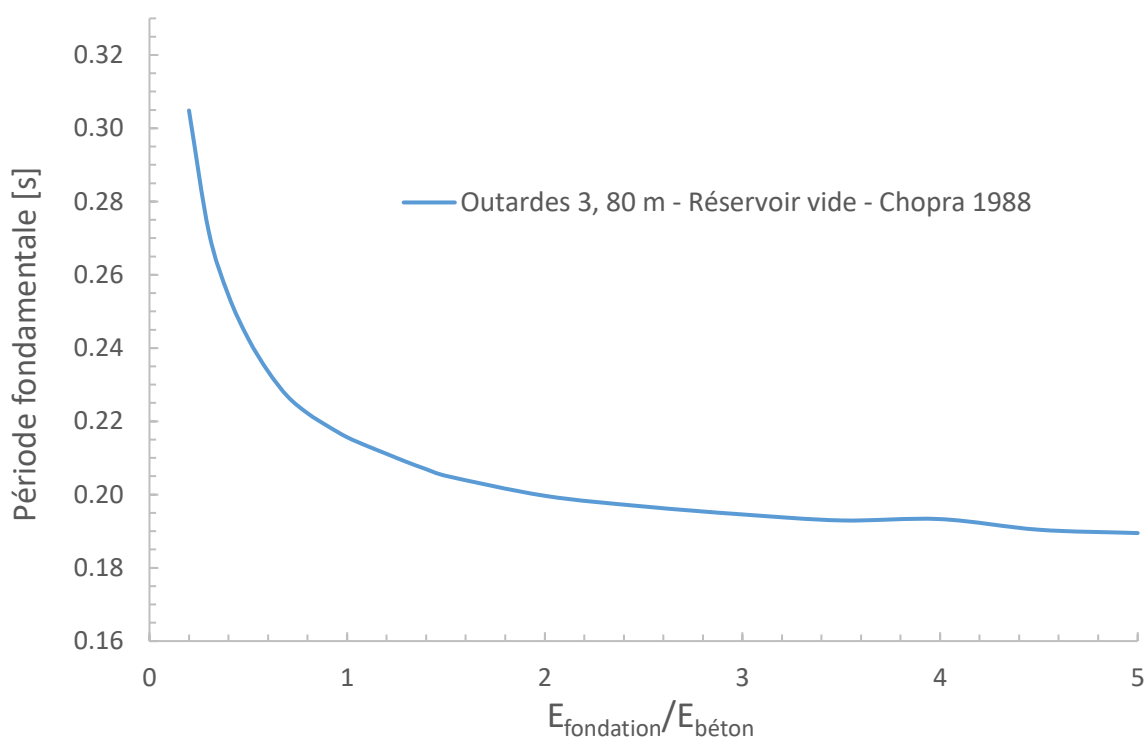


Figure 2.6 : Évolution de la période fondamentale de vibration d'un barrage-poids de 80 m en fonction du rapport du module élastique de la fondation et du béton

Évolution de la période fondamentale du barrage en fonction de la hauteur d'eau du réservoir

Enfin, le dernier paramètre important dans l'évaluation de la période d'un barrage est la hauteur d'eau dans le réservoir. Des études montrent que le changement de hauteur dans le réservoir en dessous de la moitié de celui-ci est négligeable (Chopra 1988). Cependant, à partir de la moitié jusqu'à sa pleine capacité, plus il y a d'eau, plus la période s'allonge. La figure 2.7 le démontre pour un barrage-poids de 80 m en prenant quatre valeurs différentes du coefficient de réflexion des ondes au contact réservoir-fondation qui permet de modéliser l'absorption d'énergie à cet endroit.

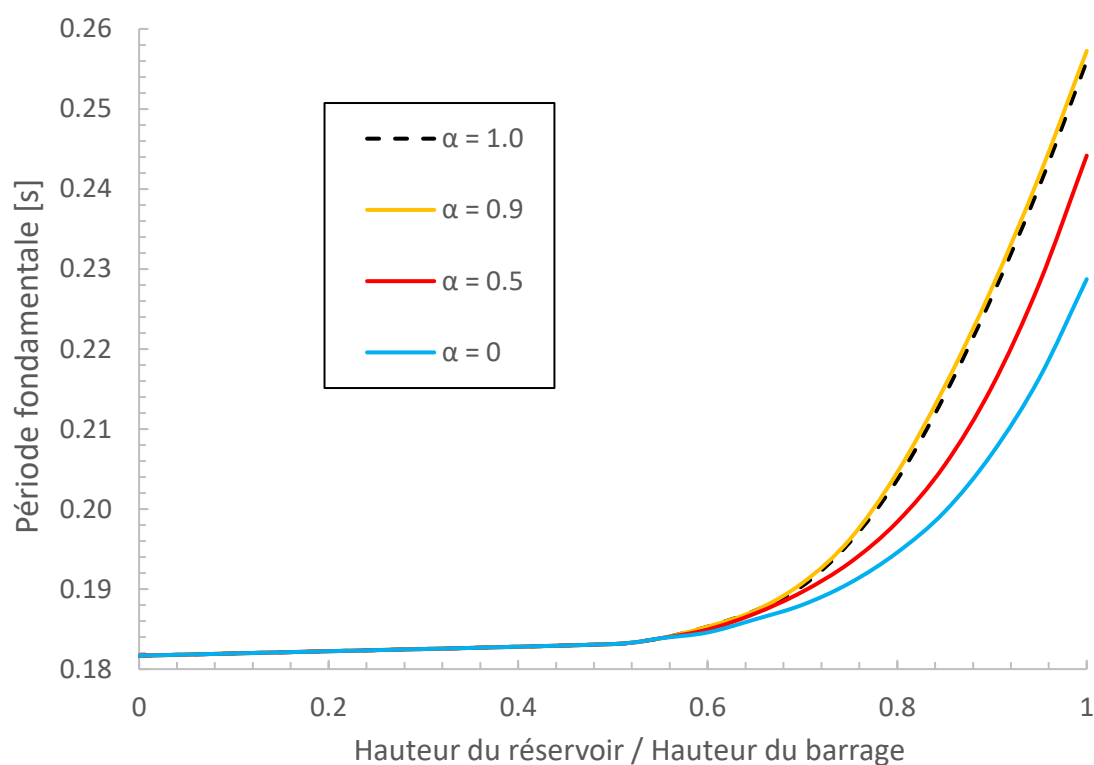


Figure 2.7: Allongement de la période fondamentale de vibration d'un barrage-poids de 80 m en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir

2.3.3 Méthodes expérimentales, vibrations ambiantes et forcées

Les méthodes empiriques proposent une bonne approximation de la période d'un barrage, mais les nombreux paramètres influents font en sorte que les essais permettront d'atteindre une meilleure précision. Les mesures expérimentales de plusieurs types de barrages présentées ci-dessous sont effectués à l'aide de :

- Vibrations ambiantes,
- Vibrations forcées,
- Modèles réduits de barrages testés en laboratoire.

Les références tirées de la littérature pour les essais sont résumées dans les tableaux 2.7 à 2.9.

Vibrations ambiantes

Les vibrations ambiantes représentent toutes les vibrations naturelles que le barrage ressent pendant sa durée de vie. Une fois les capteurs installés sur le barrage, les données sont enregistrées et traitées à l'aide de méthodes mathématiques pour obtenir la période de vibration. Bien que la disposition des capteurs et la faible amplitude des signaux rendent cette méthode d'acquisition sensible et parfois non adéquate, la majorité des résultats présentés au tableau 2.7 sont satisfaisants.

Vibrations forcées

Les vibrations forcées sont des vibrations imposées au barrage puis enregistrées à l'aide de capteur et traitées comme dans le cas des vibrations ambiantes. La méthode de vibration la plus répandue s'effectue à l'aide d'un ou plusieurs excitateurs harmoniques installés généralement directement sur le barrage dont on peut faire varier la fréquence de vibration. Les vibrations peuvent aussi être générées par des explosifs, des générateurs d'ondes de choc ou encore la fixation d'un moteur de fusée comme le montre le tableau 2.8 (voir essais réalisés en Chine).

Modèles réduits

Les modèles réduits sont des représentations de barrages à une échelle réduite de manière à ce que les laboratoires puissent accueillir le modèle. Une fois le modèle construit, les conditions de la fondation et du réservoir sont reproduites selon l'appareillage disponible. Enfin des vibrations sont appliquées sur le modèle à l'aide d'une table vibrante et les données enregistrées sont traitées. Peu de modèles existent dû à la difficulté de représentation comme le tableau 2.9 le présente.

Tableau 2.7: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement de barrages selon les facteurs influents en vibrations ambiantes

VIBRATIONS AMBIANTES						
Réf.	Pays	Barrage ³	Date	Réservoir [m]	Période fondamentale [s]	Amortissement [%]
[20]	Canada	Ruskin, PG (58 m)	-	-	0.141	-
	États-Unis	Lower Crystal Springs, PG (42 m)	-	34.8	0.164	-
[29]	Chine	Xiang Hong Dian, PG (87.5 m)	1982	71	0.254	-
		Quan Shui, VA (80 m)	1982	75.5	0.253	-
		Banixa, VA (60 m)	-	Faible	0.147	3.0
[48]	Suisse	Emosson, VA (160 m)	sept-97	152	0.529	-
			juin-98	81.3	0.495	-
			juil-98	106.8	0.463	-
			août-98	126.4	0.488	-
[19]	Suisse	Mauvoisin, VA (250 m)	déc-98	204	0.461	-
			févr-99	164	0.441	-
			avr-99	119	0.467	-
[45]	Japon	Kurobe, VA (186 m)	1996	149	0.435	-
[51]	Japon	Ohkura, VA (82 m)	sept-10	Max.	0.120	-
			mars-11	68	0.139	-
			sept-12	Max.	0.123	-
[53]	Roumanie	Paltinu, VA (108 m)	2006-08	-	0.442	-
		Poiana Uzului, CB (82 m)	-	-	0.250	-
		Gura Râului, CB (73.5 m)	-	-	0.320	-

³ Nom du barrage, type du barrage (hauteur en mètres). PG : poids/*gravity*, VA : voûte/*arch*, CB : contreforts/*buttress*

Tableau 2.8: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement en fonction des facteurs influents en vibrations forcées

VIBRATIONS FORCÉES							
Réf.	Pays	Barrage	Date	Type de test	Réservoir [m]	Période fondamentale [s]	Amortissement [%]
[47]	Canada	Outardes-3, PG (84 m)	-	Excitateur harmonique	Plein	0.206	2.57
[29]	États-Unis	Pine Flat, PG (122 m)	juin-71	Excitateur harmonique	95	0.288	3.0
			janv-71		105	0.306	2.2
	Chine	Xiang Hong Dian, PG (87.5 m)	1982	Excitateur harmonique	71	0.244	1.7
			1982	Explosifs	70.5	0.257	-
		Fengshuba, PG (93 m)	-	Excitateur harmonique	Plein	0.204	3.8
	Italie	Alpe Gora, PG (174 m)	-	Excitateur harmonique	Vide	0.288	4.4
			-		136	0.308	5.4
	États-Unis	Monticello, VA (93 m)	1967	Excitateur harmonique	86	0.319	2.7
			1982		80.5	0.310	3.1
			1982		87	0.321	3.0
		Morrow Point, VA (142 m)	oct-69	Excitateur harmonique	94	0.272	3.3
			juin-85		139	0.339	4.0
	Chine	Quan Shui, VA (80 m)	1982	Excitateur harmonique	75.5	0.260	3.5
Banixa, VA (60 m)		-	Lancement de fusées	-	0.152	2.6	
Japon	Tonoyama, VA (64.5 m)	-	Excitateur harmonique	49	0.169	3.9	
		-		62	0.192	4.6	
	Kamishiiba, VA (110 m)	-	Excitateur harmonique	Plein	0.263	5.0	
		-		45	0.182	1.8	
	Sazanamigawa, VA (67 m)	-	Excitateur harmonique	Plein	0.233	3.0	
Italie	Ambiesta, VA (59 m)	-	Excitateur harmonique	51	0.244	-	
Autriche	Kolnbrein, VA (197 m)	-	Excitateur harmonique	Vide	0.714	0.9	
		-		185	0.826	1.3	
[48]	Suisse	Emosson, VA (160 m)	sept-97	Excitateur harmonique	152	0.532	-
			juin-98		81.3	0.483	-
			juil-98		106.8	0.476	-
			août-98		126.4	0.488	-
[45]	Japon	Kurobe, VA (186 m)	1965	Excitateur harmonique	162	0.500	-
			1969		180	0.556	-

Tableau 2.9: Évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement de modèles réduits de barrage selon les facteurs influents

MODÈLES RÉDUITS EXPÉRIMENTAUX							
Réf.	Pays	Barrage	Échelle	Fondation	Réservoir [m]	Période fondamentale [s]	Amortissement [%]
[29]	Japon	Tonoyama, VA (64.5 m)	1:50	-	Vide	0.172	-
	Royaume-Uni	Hendrik Verwoerd, VA (85 m)	1:200	-	Vide	0.377	0.9
				-	Plein	0.426	1.6
		Victoria, VA (120 m)	1:250	-	Vide	0.472	-
				-	Plein	0.735	-
[50]	Canada	Modèle test 1*, PG (3.4 m)		Fixe	Vide	0.061	0.9
		Modèle test 1**, PG (3.4 m)	1:1	Fixe	Vide	0.075	23
		Modèle test 2, PG (3.4 m)		Fixe	Vide	0.059	-
[43]	Inde	Koyna, PG (103 m)	1:150	-	Plein	0.053	-
[11]	Chine	Ahai, PG (138 m)	1 :75	Fixe	Vide	0.036	-
				Fixe	Plein	0.038	-
[26]	Iran	Sefid-Rud, CB (106 m)	1:30	Fixe	Vide	0.037	-

* Modèle 1 avant la première fissuration

** Modèle 1 après la première fissuration

2.3.4 Modélisation par éléments finis

Bien que les méthodes de calcul de la période de vibration fondamentale des barrages-poids vues plus haut donnent une bonne première approximation, plus de précision peut être nécessaire. À l'aide de la puissance de calcul des ordinateurs actuels, la modélisation par éléments finis permet de faire des calculs avancés (domaine non linéaire) jusque-là compliqués à réaliser avec des méthodes de calcul traditionnelles. De plus, cette méthode permet de réaliser des calculs en trois dimensions presque indispensables pour les barrages-voûtes et fortement conseillés pour les barrages-poids afin de pouvoir évaluer des séismes dans toutes les directions (United States Society on Dams 2008).

La méthode des éléments finis représente le barrage en plusieurs éléments caractérisés par des nœuds auxquels sont associés les déplacements qui sont les inconnus. Cette méthode tente d'obtenir une représentation réaliste des conditions frontières et des mécanismes de comportement non linéaire, mais nécessite une modélisation adéquate. En effet, la difficulté principale revient à la modélisation du barrage et surtout de ses frontières et interactions (réservoir et fondation principalement). Compte tenu du grand nombre de logiciels d'éléments finis existants, des conférences d'études comparatives (« benchmark » en anglais) sont réalisées pour établir des solutions de références (Fouqué et Robbe 2015). Lors de ces conférences, les participants obtiennent tous les mêmes renseignements sur un barrage existant et comparent ensuite les résultats numériques obtenus à l'aide de différents logiciels d'éléments finis. De plus, beaucoup de modèles numériques sont réalisés en parallèle avec des essais de vibrations ambiantes ou forcées pour évaluer la pertinence du modèle. Le tableau 2.10 disponible à la page suivante propose une revue de plusieurs modèles par éléments finis évaluant les périodes et amortissement du mode fondamental de vibration de plusieurs barrages-poids. Dans l'annexe A, la même revue est disponible pour quelques barrages-voûtes au tableau A.3.

Tableau 2.10: Calculs de périodes et amortissement à partir de modèles numériques et comparaison avec les méthodes empiriques pour les barrages-poids

MODÈLES NUMÉRIQUES							
Réf.	Barrage ⁴	Réservoir	Fondation	Période fondamentale [s]		Amortissement [%]	
				Méthode de Chopra	Modèle d'éléments finis	Méthode de Chopra	Modèle d'éléments finis
[12]	Pine Flat, PG (122 m), 2D	Vide	Rigide	0.311	0.317	5.0	5.0
		Plein	Rigide	0.377	0.386	7.1	7.6
		Vide	Flexible	0.369	0.386	9.8	12.6
		Plein	Flexible	0.448	0.482	12.3	14.4
[47]	Outardes-3, PG (84 m), 2D/3D	Vide	Rigide	-	0.141 (0.172) *	-	2
		Vide	Flexible	-	0.156	-	2
		Plein	Rigide	-	0.189 (0.250)	-	2.6
		Plein	Flexible	-	0.189 (0.250)	-	2.16
					((0.207)) **		((2.34))
[20]	Ruskin, PG (58 m), 3D	Vide	Flexible	-	0.149	-	-
[6]	Test, PG (80 m), 2D/3D Canyon étroit (B=2H)	Vide	Rigide	0.192	0.120 [0.196] ***	5.0	6.4 [5.0]
		Vide	Flexible	0.37	0.204 [0.256]	30.8	15.1 [9.1]
		Plein	Rigide	0.244	0.133 [0.189]	5.0	5.2 [5.2]
		Plein	Flexible	0.435	0.244 [0.294]	28.4	14 [8.9]
	Test, PG (80 m), 2D/3D Canyon large (B=12H)	Vide	Rigide	0.192	0.192 [0.196]	5.0	6.3 [5.0]
		Vide	Flexible	0.37	0.345 [0.370]	30.8	41.7 [39.8]
		Plein	Rigide	0.244	0.244 [0.238]	5.0	4.3 [4.5]
		Plein	Flexible	0.435	0.417 [0.417]	28.4	[28.9]
* () : Résultats du modèle 2D							
** (()) : Modèle avec compressibilité de l'eau							
*** [] : Modélisation du barrage en plusieurs monolithes indépendants							

⁴ Nom du barrage, type du barrage (hauteur en mètres), type de modèle (2D ou 3D). PG : poids/gravity, VA : voûte/arch, CB : contreforts/buttress

2.3.5 Évaluation de la période d'un bloc berçant représentatif de la crête

Comme présenté au tableau 2.2, la fissuration du béton est un type d'endommagement fréquent pour les barrages en béton. La fissuration complète d'une partie du barrage est possible et son comportement en est modifié. En effet, le barrage est alors composé de sa base et d'un bloc fissuré au sommet. Les propriétés dynamiques du barrage sont modifiées et le bloc fissuré, qui peut se balancer et glisser de manière libre, possède une période de vibration propre. La période naturelle de bercement d'un bloc fissuré T_B ayant une masse M avec une ouverture de fissure initiale δ à une distance H du centre de rotation du bloc est donné par (Malla, et al. 1996) :

$$\cosh(\lambda \cdot 4T_B) = (\beta/\lambda^2)/(\beta/\lambda^2 - \theta)$$

Les variables sont définies comme suit : $\theta = \delta/H$ équivaut à la rotation maximale, $\beta = M \cdot b/I$ et $\lambda^2 = M \cdot z/I$, où z est la hauteur du centre de gravité au-dessus de l'axe de rotation, b est la distance horizontale entre l'axe de rotation et le centre de gravité et I est l'inertie de masse du bloc autour de l'axe de rotation. La figure 2.8 tirée et adaptée de (Morin, et al. 2002) illustre les différents paramètres présentés. Pour de petites valeurs de δ l'équation peut être simplifiée par :

$$T_B = [(M \cdot b \cdot H)/(32 \cdot I \cdot \delta)]^{-1/2}$$

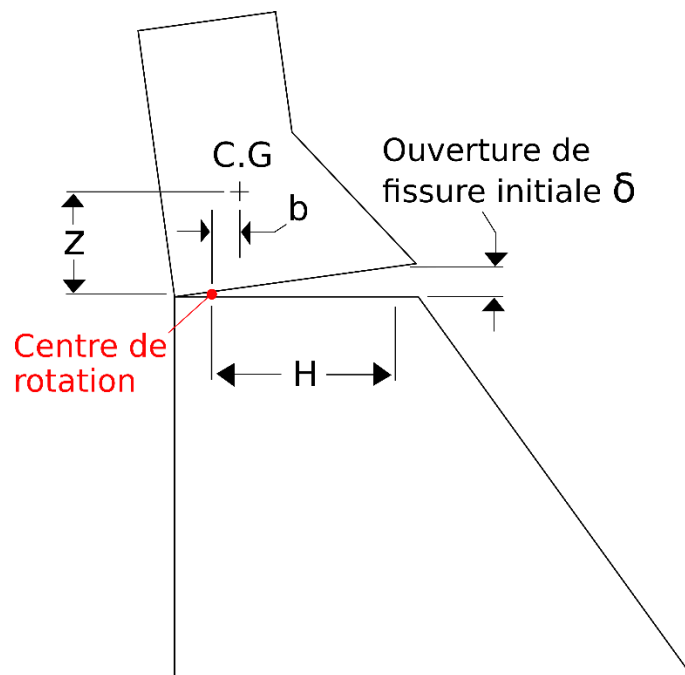


Figure 2.8: Schéma d'un bloc fissuré berçant et des paramètres de calcul de la période

2.4 Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques compatibles avec le spectre de dimensionnement

Cette dernière section de la revue critique de la littérature s'attache à la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques compatible avec le spectre de dimensionnement nécessaire à la réalisation d'analyses sismiques. Dans un premier temps, la sélection des méthodes d'étalonnage est décrite. Ensuite, un état des règles et recommandations de l'annexe J du code national du bâtiment du Canada 2015 (CNBC 2015) est effectué. Enfin, une comparaison est faite avec le manuel de conception et d'évaluation sismique des structures hydrauliques en béton réalisé par « *US Army Corps of Engineers* » (USACE 2003).

2.4.1 Méthodes de sélection et d'étalonnage

Pour que les accélérogrammes soient représentatifs de la demande sismique du spectre d'aléa uniforme du CNBC, il est nécessaire d'utiliser une méthode de sélection et d'étalonnage. L'étalonnage consiste en l'application d'un simple facteur multiplicateur scalaire à un accélérogramme pour que son spectre de réponse corresponde mieux au spectre cible. Dans le cas de cette étude, les trois méthodes d'étalonnage les plus efficaces pour les bâtiments situés dans l'est du Canada sont choisies (Michaud et Léger 2014). Trois méthodes sont choisies pour déterminer laquelle des trois convient mieux au cas des barrages.

Méthode d'Atkinson

La méthode développée par Atkinson (2009) consiste à calculer le ratio des accélérations spectrales du spectre de réponse de la sollicitation et celles du spectre cible à chaque pas de temps sur l'intervalle de période désiré. Les sollicitations qui possèdent le plus petit écart type du ratio calculé sont sélectionnées et le facteur d'étalonnage correspondant est la moyenne des ratios.

Méthode SIa

La méthode SIa compare l'aire sous les courbes des spectres de réponse de la sollicitation et du spectre cible toujours entre les deux périodes de l'intervalle déterminé. L'accélérogramme est ainsi étalonné de manière à ce que l'aire sous sa courbe soit égale à celle de celui du spectre cible. Pour la sélection des accélérogrammes les plus compatibles, la même méthode que celle d'Atkinson est utilisée.

Méthode MSE

La méthode MSE, « *Mean Square Error* » soit l'erreur quadratique moyenne est un indicateur de l'erreur entre le spectre cible et celui de l'accélérogramme étudié comparable à l'écart type de la méthode d'Atkinson. Le calcul de cette erreur s'effectue selon l'équation suivante (P.E.E.R 2010) :

$$MSE = \frac{\sum_i w(T_i) \cdot \{\ln[Sa_{cible}(T_i)] - \ln[f \cdot Sa_{acc}(T_i)]\}^2}{\sum_i w(T_i)}$$

Ou $w(T_i)$ représente un poids si l'utilisateur désire mettre l'emphase sur certaines périodes et f représente le facteur d'étalonnage qui est itéré pour minimiser l'erreur MSE au maximum. Encore une fois, la sélection des sollicitations est faite en choisissant celles qui possèdent l'erreur la plus petite.

Utilisation d'accélérogrammes synthétiques

Bien que le nombre d'enregistrements de sollicitations sismiques historiques continue à évoluer, ils restent trop peu nombreux dans l'est du Canada et l'utilisation de sollicitations sismiques simulées est parfois nécessaire. L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques s'est révélé adéquate dans le cas d'analyse de la réponse sismique non linéaire de bâtiments (Koboevic, et al. 2011). Pour la sélection, il faut choisir des scénarios de magnitude/distance/type de sol représentatifs de la désagrégation du spectre d'aléa uniforme du site (Michaud et Léger 2014).

Méthode de modification spectrale « spectral matching »

La dernière méthode d'étalonnage qui est étudiée est la modification spectrale appelée « *spectral matching* ». La méthode de modification spectrale agit dans le domaine du temps directement sur l'accélérogramme. Cette méthode modifie l'intensité et le contenu fréquentiel des secousses sismiques en ajoutant ou soustrayant des ondelettes de formes variées, dont un exemple est présenté à la figure 2.9, pour obtenir une meilleure correspondance avec le spectre cible. Les ondelettes utilisées sont créées de manière à éviter au maximum la modification des spectres de vitesse et de déplacement. Pour ce faire, le logiciel SeismoMatch 2016 (SeismoSoft 2016), basé sur la méthodologie du logiciel RSPMatch (Abrahamson 1992) et utilisant la technique développée par Lilhanand et Tseng (1987) , est utilisé. Cette méthode présente de très bons résultats proches de ceux des méthodes choisies précédemment, mais n'est pas très représentative d'un spectre de réponse d'accélérogrammes naturels (Michaud et Léger 2014).

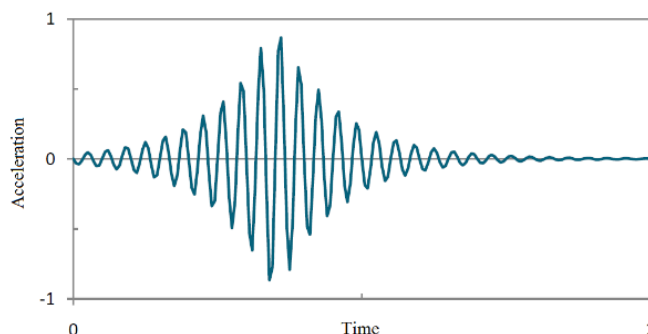


Figure 2.9: Ondelette sinusoïdale corrigée utilisée pour la modification spectrale (Lilhanand et Tseng 1987)

2.4.2 Code National du Bâtiment du Canada 2015 (CNBC)

Le commentaire J du CNBC 2015 donne les lignes directrices en ce qui concerne la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques pour l'analyse dynamique des bâtiments dans l'est ou l'ouest du Canada. Bien que ce commentaire ne soit pas directement applicable aux barrages et qu'il n'existe pas de code à proprement parlé pour l'étude sismique des barrages au Québec, la démarche utilisée est ici étudiée pour éventuellement l'ajuster aux barrages en béton. La figure 2.10 montre la démarche à suivre.

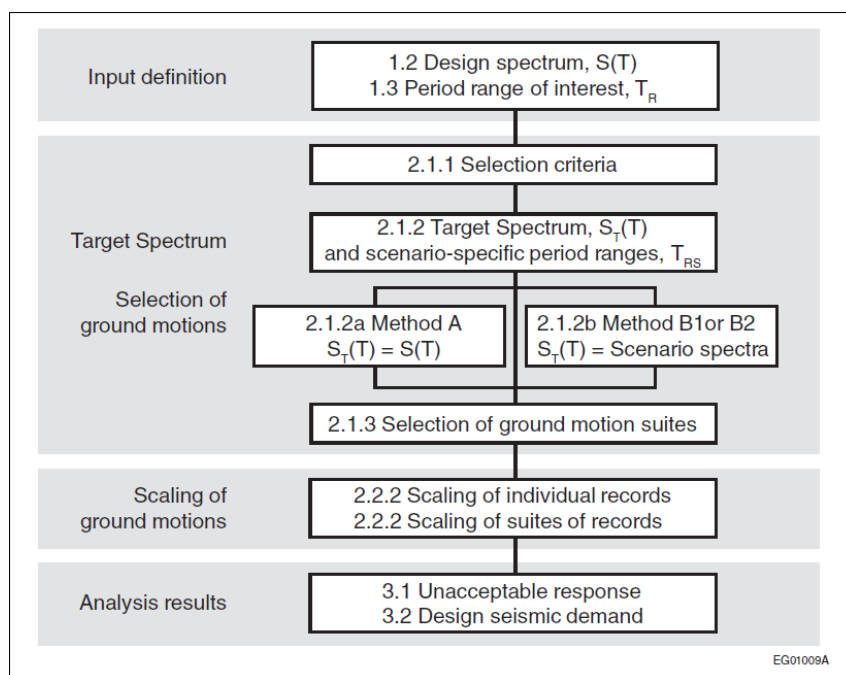


Figure 2.10: Schéma de la sélection et de l'étalonnage des sollicitations sismiques pour l'analyse sismique tiré du commentaire J du CNBC (2015)

Dans cette édition du CNB, le spectre de réponse peut être modifié pour avoir une précision accrue dans l'intervalle des faibles périodes ($T < 0.5$ s), ce qui est intéressant pour les barrages en béton qui possèdent des périodes fondamentales de vibration situées dans l'intervalle [0-1] s. De plus, l'intervalle de période à définir pour l'étalonnage « TR » tient compte de l'évolution de la structure dans le domaine non-linéaire. Les points majeurs de la méthode sont résumés au tableau 2.11.

Tableau 2.11: Lignes directrices du commentaire J du CNBC 2015

Spectre de réponse	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Spectre modifié pour les périodes faibles ($T < 0.5$ s) plus précis ▪ Intervalle de période $T_R = [\min(0.15 T_1, T_{90\%}); \max(2.0 T_1, 1.5 \text{ s})]$
Sélection des sollicitations Spectre cible	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Des accélérogrammes simulés sont autorisés en cas de manque d'accélérogrammes historiques ▪ Le spectre de réponse de la composante horizontale peut être simple (méthode A) ou divisé en plusieurs spectres spécifiques au site « T_{RS} » (méthode B) ▪ Un total de 11 accélérogrammes minimum est requis
Spectre cible de la composante verticale	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peut ne pas être requis si un accélérogramme historique est utilisé ▪ Peut-être déterminer comme une fraction du spectre de la composante horizontale déterminé des conditions du site ou bien un facteur de 2/3 est souvent employé
Méthode d'étalonnage	<ol style="list-style-type: none"> 1. Chaque accélérogramme est étalonné individuellement pour que le spectre de réponse soit égal ou excède le spectre cible en moyenne 2. Un deuxième étalonnage est requis de sorte que le spectre de réponse moyen ne soit pas plus de 10 % inférieur au spectre cible à chaque incrément de période choisi 3. Pour le « <i>spectral matching</i> », il faut que le spectre de réponse moyen ne soit pas inférieur à 110 % du spectre cible à chaque incrément de période choisi. 4. L'étalonnage de la composante verticale peut se faire selon les mêmes facteurs que celle horizontale pour les accélérogrammes historiques. Sinon, le spectre cible verticale doit être défini et la méthode d'étalonnage (étapes 1 à 3) doit être appliquée

2.4.3 Comparaison du CNBC 2015 et du code pour les analyses dynamiques des structures hydrauliques USACE

Les recommandations du manuel de dimensionnement sismique des structures hydrauliques par analyses dynamiques temporelles réalisée par « *U.S Army Corps of Engineers* » (USACE, 2003) sont comparées à celle du CNBC 2015 dans le tableau 2.12 à la page suivante.

Tableau 2.12: Comparaison des méthodes et critères d'étalonnages entre le CNBC 2015 et le code pour structures hydrauliques USACE

CNBC 2015		USACE (2003)
ÉTALONNAGE		
Nombre d'accélérogrammes	11 accélérogrammes	Linéaire : 3 accélérogrammes Non linéaire : 5 accélérogrammes
Méthode	<p>Intervalle de période :</p> $T_R = [\min(0.15 T_1, T_{90\%}); \max(2.0 T_1, 1.5 s)]$ <p>Le spectre peut être réalisé sur l'intervalle au complet (méthode A) ou bien en plusieurs fois (méthode B)</p> <p>Le choix de la méthode est laissé à l'utilisateur</p>	<p>Proposée :</p> $\sum_i [\log(a(t)_{spectre \text{ étalonné}}) - \log(a(t)_{spectre \text{ de dimensionnement}})] \approx 0 \text{ période } i$
Critères d'évaluation	<ol style="list-style-type: none"> 1. $\frac{\text{Moyenne}(\text{Spectre étalonné})}{\text{Spectre de dimensionnement}} \geq 1$ 2. Le spectre moyen ne doit pas être plus que 10 % inférieur au spectre de dimensionnement pour chaque incrément de période choisi 	<ol style="list-style-type: none"> 1. $\frac{\text{Moyenne}(\text{Spectre étalonné})}{\text{Spectre de dimensionnement}} \geq 1$ 2. Le spectre moyen ne doit pas être plus que 15 % inférieur au spectre de dimensionnement pour chaque incrément de période choisi
Composante additionnelle	<p><u>Accélérogramme historique :</u></p> <p>Utiliser le même facteur que la première composante</p> <p>Facteur dépendant du rapport des composantes et des conditions du site</p> <p><u>Accélérogrammes simulés :</u></p> <p>Refaire l'étalonnage pour la nouvelle composante</p> <p>Verticale : 2/3 de la composante horizontale</p>	<p><u>Pour tous les accélérogrammes :</u></p> <p>Utiliser le même facteur que la première composante</p> <p>Si le résultat n'est pas satisfaisant, il faut refaire l'étalonnage pour la nouvelle composante</p>

Tableau 2.12: Comparaison des méthodes et critères d'étalonnages entre le CNBC 2015 et le code pour structure hydrauliques USACE (suite)

CNBC 2015		USACE (2003]
MODIFICATION SPECTRALE « <i>SPECTRAL MATCHING</i> »		
Nombre d'accélérogrammes	11 accélérogrammes	Linéaire : 1 accélérogramme Non linéaire : 5 accélérogrammes
Composante principale et additionnelle	Pas de commentaires spécifiques, voir étalonnage	Pour chaque composante, chaque accélérogramme doit être étalonné pour convenir aux critères décrits précédemment et ensuite le « <i>spectral matching</i> » peut être employé
Critères d'évaluation	<ol style="list-style-type: none"> 1. $\frac{\text{Moyenne}(\text{Spectre étalonné})}{\text{Spectre de dimensionnement}} \geq 1$ 2. Le spectre moyen ne doit pas être moins que 110 % supérieur au spectre de dimensionnement pour chaque incrément de période choisi 	<ol style="list-style-type: none"> 1. $\frac{\text{Moyenne}(\text{Spectre étalonné})}{\text{Spectre de dimensionnement}} \geq 1$ 2. Le spectre moyen ne doit pas être plus que 15 % inférieur au spectre de dimensionnement pour chaque incrément de période choisi

2.5 Conclusions

En résumé, cette revue critique de la littérature établit les fondements nécessaires à l'étude de la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques pour l'étude de sécurité des barrages en béton comme suit.

Premièrement, les barrages en béton possèdent trois principaux mécanismes de défaillance sismiques caractéristiques à savoir la fissuration (à la base, à la crête ou suivant les joints), le glissement du barrage et enfin le bercement, « *rocking* » en anglais.

La période de vibration fondamentale et l'amortissement du système du barrage sont des caractéristiques dynamiques essentielles à toute analyse sismique d'un barrage. Ces deux caractéristiques dépendent du système composé du barrage, de sa fondation et de son réservoir. La période fondamentale d'un barrage s'allonge en fonction de sa hauteur, de la flexibilité de sa fondation et de la hauteur d'eau du réservoir. Il existe plusieurs méthodes de calcul appropriées à l'évaluation de la période fondamentale de barrage-poids dont celle de Chopra (1988) ressort comme la plus employée. L'évaluation de la période fondamentale et de l'amortissement des barrages peut se faire de manière empirique à l'aide de plusieurs méthodes comme des essais de vibrations ambiantes ou forcées, mais aussi à l'aide de modèles réduits. Enfin, une dernière possibilité pour évaluer les caractéristiques dynamiques est l'utilisation de modèles d'élément finis. Les périodes d'une trentaine de barrages d'une hauteur comprise entre 40 et 250 m évaluées à l'aide d'essais permettent de constater que la période fondamentale d'un barrage en béton se situe dans l'intervalle de temps [0-1] sec.

Le CNBC 2015 propose une démarche de sélection et d'étalonnage des sollicitations sismiques faite pour les bâtiments. Selon Michaud et Léger (2014), les méthodes d'étalonnage représentant au mieux le spectre cible sont MSE, SIa et Atkinson. Le CNBC 2015 autorise l'utilisation de la modification spectrale temporelle, bien que le critère d'utilisation soit plus sévère que pour l'utilisation d'accélérogramme naturel. Le spectre de réponse moyen ne doit pas être inférieur à 110 % du spectre cible à chaque incrément de période pour la modification spectrale contre 90 % pour l'utilisation d'accélérogrammes naturels. Enfin, le code de l'USACE (2003) donne des recommandations similaires à celles du CNBC excepté pour le nombre d'accélérogrammes : onze minimum pour le CNBC contre un (domaine linéaire) ou cinq (non linéaire) pour l'USACE.

CHAPITRE 3 SÉLECTION ET ÉTALONNAGE DES SECOUSSES SISMQUES POUR LES BARRAGES EN BÉTON : APPLICATIONS

3.1 Introduction

La sélection et l'étalonnage des secousses sismiques sont des étapes déterminantes pour l'analyse sismique d'une structure. Bien que le CNBC (2015) préconise une certaine démarche à suivre, celle-ci est principalement destinée aux bâtiments. De plus, il reste libre à l'utilisateur de choisir la méthode d'étalonnage. Dans le cadre de ce projet, il est question d'examiner différentes méthodes de sélection et d'étalonnage et de déterminer si la procédure du CNBC (2015) est applicable dans le cadre de l'analyse sismique d'un barrage-poids de 80 m.

3.2 Définition du site choisi et de ses caractéristiques

La structure étudiée dans ce projet est le barrage aux Outardes-3. Un barrage-poids d'une hauteur maximale de 80 m située à 90 km de Baie-Comeau dans l'est du Canada qui repose sur une fondation considérée comme du roc de bonne qualité soit un sol de classe A (Bernier, et al. 2016). Le barrage est décrit de manière plus approfondie à la section 4.2. Les caractéristiques du site comme ses coordonnées et la période fondamentale du barrage sont exprimées au tableau 3.1 ainsi que le spectre cible associé utilisé pour le reste des analyses. Le spectre cible est évalué grâce au calculateur de risque sismique pour le CNBC 2015 disponible en ligne (Gouv. du Canada 2016) .

Tableau 3.1: Caractéristiques du site et spectre cible

Barrage aux Outardes-3		Spectre d'aléa uniforme	
Coordonnées		T [s]	Sa [g]
Latitude	49.5591667	0	0.10530
Longitude	-68.7327778	0.05	0.15912
Période fondamentale*[s]	0.206	0.1	0.16932
Classe du sol	A	0.2	0.13179
*Incluant barrage, réservoir et fondation, provenant d'essais tirés de (Proulx & Paultre 1997)		0.3	0.09920
		0.5	0.07296
		1	0.04275
		2	0.02262
		5	0.00671
		10	0.00281

Les accélérations spectrales du spectre cible sont calculées de manière à tenir compte du site de classe A. La figure 3.1 montre le spectre cible horizontal et vertical à l'emplacement du barrage pour un sol de classe A ainsi que la valeur correspondante à la période fondamentale du barrage sur l'intervalle de période à l'étude. Un spectre vertical égal à 2/3 du spectre horizontal est utilisé comme recommandé par le CNBC 2015. Bien qu'un sol de classe A réduise en partie les accélérations contrairement à un sol de référence de classe C, il est possible de voir l'amplification importante pour les faibles périodes. Selon le CNBC 2015, l'intervalle de période étudié est :

$$TR = [\min(0.15 T_1, T_{90\%}); \max(2.0 T_1, 1.5 s)]$$

Pour cette étude, la borne inférieure est donc le minimum entre 0.03 s ($0.15 T_1$) et 0.005 s ($T_{90\%}$ provenant de l'analyse modale détaillée à la section 5.2.1). Cependant, l'amplitude importante des sollicitations dans les courtes périodes rend l'étalonnage complexe dû au fait qu'il doit se faire à la fois sur une partie descendante et ascendante du spectre. Étant donné que la première valeur d'accélération spectrale du spectre cible est 0.05 s et que les bâtiments possèdent généralement une période de vibration fondamentale plus grande que celle des barrages, la borne inférieure choisie est 0.05 s. En ce qui concerne la borne supérieure, 1.0 s est choisi pour obtenir plus que deux fois la période fondamentale, mais moins que le minimum recommandé pour les bâtiments. L'intervalle choisi est :

$$TS = [0.05 s - 1.0 s]$$

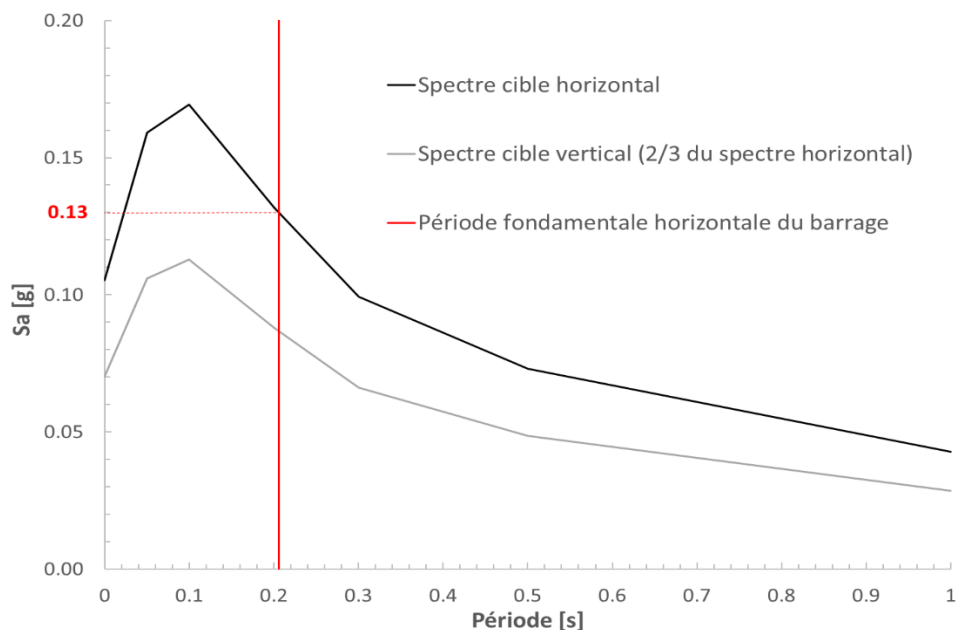


Figure 3.1: Spectre uniforme du barrage aux Outardes-3 sur un sol de classe A

3.3 Banque de données des accélérogrammes sélectionnés

Deux choix principaux sont offerts en ce qui concerne la sélection des sollicitations sismiques : l'utilisation d'accélérogrammes historiques enregistrés dans des stations ou d'accélérogrammes simulés ou synthétiques à l'aide de logiciels qui se rapprochent de vraies secousses sismiques. Les accélérogrammes historiques sont préférés pour une analyse sismique, mais la structure se trouvant dans l'est de l'Amérique du Nord, peu d'accélérogrammes historiques sont disponibles et l'utilisation d'accélérogrammes simulés est un moyen de pallier à ce manque.

3.3.1 Accélérogrammes simulés

Il existe plusieurs banques de données d'accélérogrammes simulés ainsi que des logiciels pouvant produire des sollicitations sismiques. La banque de données retenue est celle réalisée par Gail M. Atkinson, puisqu'elle possède des sollicitations compatibles avec le spectre d'aléa uniforme du CNBC 2005 dont une banque spéciale pour l'est du Canada (Atkinson 2009). Cette banque de données possède un total de 180 accélérogrammes pour chaque type de sol dont la moitié est de magnitude six et l'autre de magnitude sept avec deux distances d'enregistrements différentes pour chaque. La sélection est faite selon 180 accélérogrammes provenant de sols de classe A, soit les groupes 6a1, 6a2, 7a1 et 7a2 qui sont respectivement de magnitude six (M6) à une distance de 10 à 15 km et 20 à 30 km et de magnitude sept (M7) à une distance de 15 à 25 km et 50 à 100 km. Sur l'ensemble des 11 accélérogrammes requis par le CNBC 2015, six sont choisis parmi les M6 pour représenter les courtes périodes des scénarios TRS1 et TRS2 (voir section 3.4) et cinq parmi les M7 pour le scénario TRS3 des plus longues périodes.

3.3.2 Accélérogrammes historiques

En ce qui concerne les accélérogrammes historiques, la banque de données « *PEER Ground Motion Database* » regroupe un grand nombre de séismes enregistrés et constitue une option très intéressante pour l'Amérique du Nord (P.E.E.R 2013) . La base de données en ligne possède un outil de recherche, de sélection et permet l'étalonnage selon la méthode MSE sur un spectre du code ou un spectre cible défini par l'utilisateur. Deux banques de données possédant cet outil sont disponibles, une pour l'ouest « *NGA West2* » qui possède de nombreuses sollicitations sismiques et l'autre pour l'est « *NGA East* » qui est plus récente et moins fournie. Après avoir choisi le spectre cible sur lequel l'utilisateur souhaite étalonner ses sollicitations, il est possible de choisir plusieurs

paramètres de recherche comme la magnitude, la distance de rupture ou encore la vitesse de propagation des ondes. Le tableau 3.2 résume les paramètres utilisés pour la recherche.

Tableau 3.2: Paramètres de sélection des sollicitations sismiques à l'aide des bases de données NGA du P.E.E.R

		« <i>NGA East</i> »	« <i>NGA West2</i> »	
		Champ proche	Champ proche	Champ lointain
Site	Magnitude, M	-	5.5-6.5	6.75-7.5
	R _{rup} [km]	-	0-40	10-100
	Vs30 [m/s]	-	760-2000	760-2000
Étalonnage	Intervalle de période [s]	0.05-0.5	0.05-0.5	0.5-1.0
	Poids des bornes	1,1	1,1	1,1

Il est intéressant de remarquer que dans le cas du spectre cible du barrage aux Outardes-3, la sélection des sollicitations dans la banque de données de l'est est difficile à cause du manque d'accélérogrammes compatibles. Les paramètres de sélection, M, R_{rup}, Vs30 ont donc été laissés vides pour obtenir un maximum de résultat. Peu de séismes sont compatibles avec le spectre utilisé et les facteurs d'étalonnages sont pour la majorité beaucoup trop élevés pour que ceux-ci soient utilisables dans une analyse sismique (entre 10 et 12 000 alors que le code recommande de ne pas dépasser 5). C'est pourquoi une approche hybride « est/ouest » a été choisie avec une sélection de sollicitations historiques dans les deux banques de données à la fois.

3.4 Méthodes de sélection et d'étalonnage

Selon le CNBC 2015, un total de onze accélérogrammes doivent être sélectionnés puis étalonnés sur le spectre cible dans l'intervalle de période défini avec la méthode d'étalonnage laissée au choix de l'utilisateur. L'étalonnage consiste en l'application d'un simple facteur multiplicateur scalaire à un accélérogramme pour que son spectre de réponse corresponde mieux au spectre cible. Parmi l'ensemble des méthodes d'étalonnages disponibles, les plus efficaces pour les spectres de réponse de l'est du Canada (Michaud et Léger 2014) ont été retenues, soient les méthodes d'**Atkinson**, **Sla** et **MSE**. Pour chaque méthode d'étalonnage, la sélection des accélérogrammes est faite d'après

l'écart type des ratios entre le spectre de réponse de la sollicitation et le spectre cible comme dans la méthode d'Atkinson.

Pour chacune des méthodes présentées, la sélection s'est effectuée en gardant le facteur d'étalonnage dans l'intervalle $[0.2 - 5]$ comme recommandé par le CNBC 2015, sauf pour l'accélérogramme historique de l'est « Val des Bois ».

Modification spectral « spectral matching »

La modification spectrale aussi appelée « *time domain spectral matching* » agit dans le domaine temporel sur l'accélérogramme. L'intensité et le contenu fréquentiel des accélérogrammes sont modifiés par ajout ou soustraction d'ondelettes de formes variées, pour obtenir une meilleure correspondance avec le spectre cible. Cependant, il est nécessaire de faire attention aux déplacements résiduels introduits. Il est donc question de vérifier certains paramètres avant et après la modification spectrale pour s'assurer de ne pas trop changer le contenu fréquentiel. Pour ce faire, le logiciel SeismoMatch (SeismoSoft 2016) est utilisé. Pour chaque modification spectrale, les caractéristiques des secousses sismiques avant et après modification sont étudiées dans les sections suivantes. Les données des accélérogrammes d'origines, après étalonnage et après modification spectrale sont disponibles dans l'annexe B aux tableaux 7.4 à 7.7.

Choix du nombre de scénarios

Les recommandations du CNBC 2015 permettent à l'utilisateur de sous-diviser l'intervalle de période à l'étude TR ("*period range*") à sa guise afin d'avoir des sollicitations représentant l'ensemble de la plage de fréquence tant que l'intervalle de période est couvert au complet. La plage de période est d'abord divisée en deux étant donné que la borne supérieure de la plage de période choisie dépasse largement la valeur requise de deux fois la période fondamentale. Cependant, la forme du spectre cible dans les hautes fréquences et le contenu fréquentiel des sollicitations ne donnent pas un étalonnage précis. Le premier intervalle est donc sous-divisé en deux pour essayer d'obtenir une meilleure correspondance dans cet intervalle.

Les trois cas étudiés sont :

(1) TRS = $[0.05 - 1.0]$ s (1 scénario)

(2) TRS1 = $[0.05 - 0.5]$ s // TRS2 = $[0.5 - 1.0]$ s (2 scénarios)

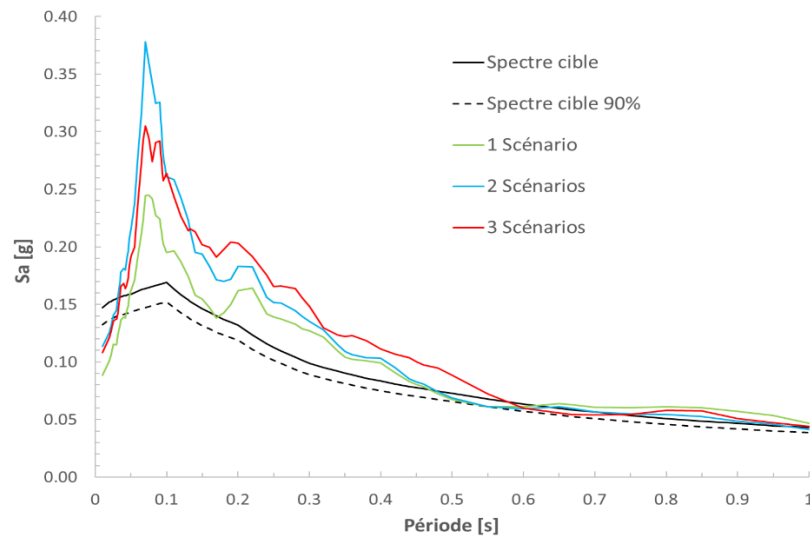
(3) TRS1 = [0.05 – 0.15] s // TRS2 = [0.1 – 0.5] s // TRS3 = [0.5 – 1.0] s (3 scénarios)

Pour ces trois cas, les sollicitations historiques sont employées et deux types de spectres sont étudiés : **a)** la moyenne des onze spectres étalonnés sur la plage entière et **b)** la moyenne des spectres de chaque scénario sur leurs intervalles. Les figures 3.2 et 3.3 comparent les résultats obtenus pour chacun des cas.

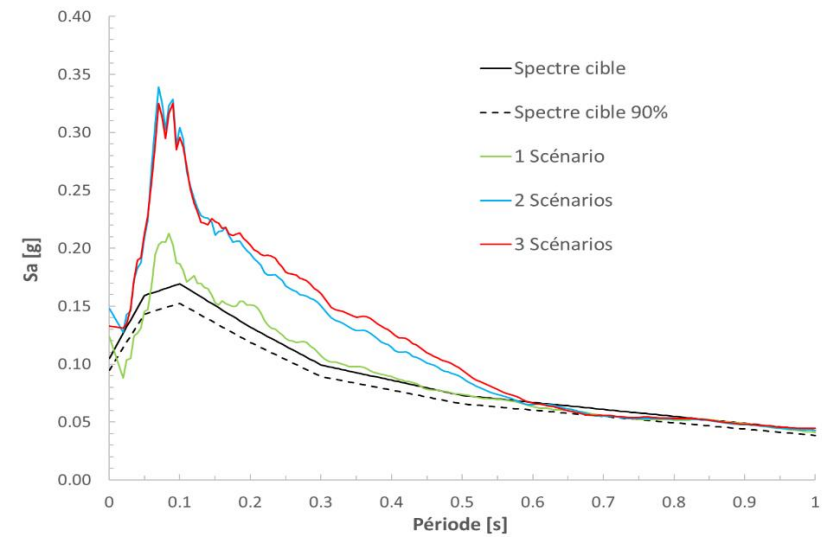
Pour le spectre de type **a)**, que ce soit pour la méthode MSE ou la modification spectrale, l'étalonnage selon un scénario (TRS) donne la meilleure correspondance avec le spectre cible par rapport aux cas (2) et (3). En effet, pour la méthode MSE, les facteurs d'étalonnage sont plus faibles dans le cas d'un seul scénario (tableau B.8).

Pour le spectre de type **b)**, l'étalonnage selon un scénario est encore celui qui correspond le mieux au spectre cible pour la méthode MSE, suivi par trois scénarios qui possèdent une bonne correspondance dans la première plage de périodes [0.05 – 0.15] s. En ce qui concerne la modification spectrale, l'étalonnage selon trois scénarios (TRS1,2,3) se révèle être le plus proche du spectre cible suivi de deux scénarios (TRS1,2).

Étant donné que l'étude porte sur la comparaison des méthodes d'étalonnage et à des fins d'homogénéité dans la méthodologie, il est décidé d'effectuer l'étalonnage sur trois scénarios. Dans la recherche de la meilleure correspondance avec une méthode d'étalonnage du type MSE sans modification spectrale, l'utilisation d'un scénario pour l'étalonnage est plus appropriée. Dans le chapitre suivant (section 4.6.3), une étude est réalisée pour évaluer l'effet du nombre de scénarios employés sur le glissement résiduel du barrage à sa base.

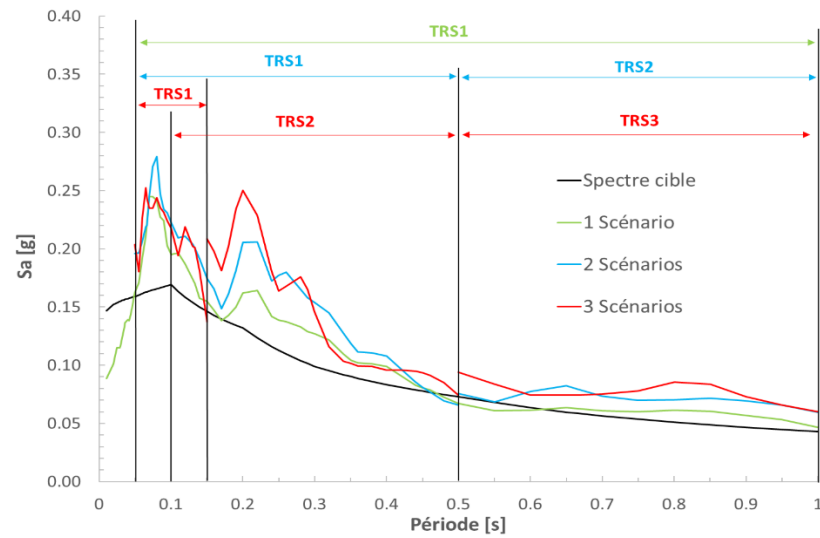


a)

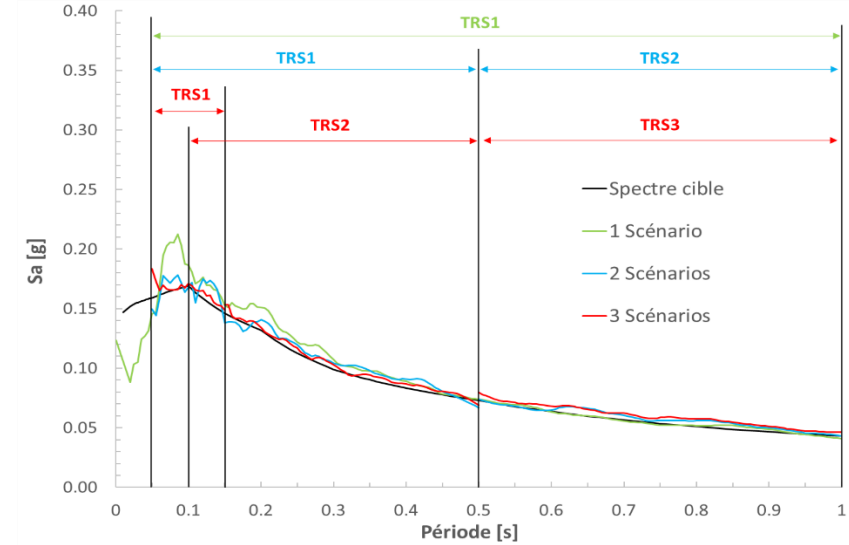


b)

Figure 3.2: Comparaison de la moyenne des onze spectres en fonction du nombre de scénario : a) méthode MSE, b) modification spectrale



a)



b)

Figure 3.3: Moyenne des spectres de chaque scénario en fonction du nombre de scénario : a) méthode MSE, b) modification spectrale

La sélection et l'étalonnage des sollicitations sont effectués à l'aide d'un programme créé pour ces travaux qui compare les valeurs de l'écart type, comme expliqué dans la méthode d'Atkinson, pour chacune des trois méthodes d'étalonnage (MSE, SIa et Atkinson). Les résultats des trois méthodes sont très proches que ce soit pour les sollicitations historiques ou simulées. Le tableau 3.3 présente les résultats pour les accélérogrammes historiques dont le plus petit écart type est la méthode **MSE** qui est choisie pour le reste de l'étude.

Tableau 3.3: Résumé de l'étalonnage des accélérogrammes historiques à l'aide des trois méthodes

Évènement sismique	MSE		SIa		Atkinson	
	Facteur d'étalonnage	Écart type $S_{acc}(T)/S_{cible}(T)$	Facteur d'étalonnage	Écart type $S_{acc}(T)/S_{cible}(T)$	Facteur d'étalonnage	Écart type $S_{acc}(T)/S_{cible}(T)$
« NGA East » - TRS1 = [0.05-0.15] s						
Val Des Bois	7.078	0.424	7.500	0.454	7.062	0.428
Sparks (2)	3.028	0.421	3.112	0.441	2.926	0.414
Sparks (1)	3.080	0.274	3.045	0.279	2.859	0.262
« NGA West2 » - TRS2 = [0.1-0.5] s						
Morgan Hill	0.957	0.301	0.963	0.317	0.928	0.305
Sierra Madre	0.996	0.572	0.935	0.562	1.090	0.656
Whittier Narows	1.665	0.303	1.682	0.310	1.530	0.281
« NGA West2 » - TRS3 = [0.5-1.0] s						
Loma Prieta (1)	0.564	0.550	0.520	0.522	0.527	0.530
Loma Prieta (2)	0.524	0.181	0.526	0.204	0.492	0.191
Duzce, Turquie	1.547	0.214	1.506	0.210	1.367	0.191
Iwate, Japon (1)	2.359	0.327	2.242	0.315	2.228	0.313
Iwate, Japon (2)	2.438	0.104	2.416	0.104	2.158	0.101
Moyenne	2.362	3.670	2.396	3.718	2.273	3.672

3.5 Utilisation d'accélérogrammes simulés

3.5.1 Accélérogrammes horizontaux

Sélection et étalonnage

Comme décrit dans les sections précédentes, la sélection et l'étalonnage des secousses sismiques sont réalisés à l'aide de la méthode MSE sur trois scénarios différents. Les accélérogrammes sélectionnés sont ceux qui possèdent l'erreur MSE la plus petite avec un facteur considéré acceptable (0.2 – 5). Trois accélérogrammes sont choisis pour chacun des deux premiers scénarios,

soit un total de six pour représenter les courtes périodes (0.05 s – 0.5 s), alors que cinq accélérographes sont choisis pour le dernier scénario représentant les plus longues périodes (0.5 s – 1.0 s). Le tableau 3.4 récapitule les accélérographes sélectionnés ainsi que les caractéristiques principales : la magnitude **M**, la distance la plus proche de la rupture **R_{fault}**, l'accélération maximale du sol **PGA**, la moyenne quadratique de l'accélération **RMSA**, le ratio du max. vitesse/max. accélération **v/a**, l'intensité d'Arias **AI** et enfin la vitesse cumulative absolue **CAV**.

Tableau 3.4: Présentation des sollicitations sismiques simulées horizontales sélectionnées

Set, ID acc.	M	R _{fault} [km]	PGA [g]	RMSA [g]	v/a [s]	AI [m/s]	CAV [cm/s]
TRS1 = [0.05-0.15] s							
6a2, 21	6	26.3	0.215	0.013	0.016	0.122	129
6a2, 31	6	25.6	0.208	0.017	0.034	0.204	213
6a2, 40	6	30.7	0.172	0.012	0.026	0.108	133
TRS2 = [0.1-0.5] s							
6a1, 35	6	16.6	0.731	0.033	0.021	0.724	269
6a1, 38	6	16.7	0.691	0.034	0.017	0.788	280
6a2, 35	6	24.8	0.240	0.017	0.021	0.219	224
TRS3 = [0.5-1.0] s							
7a1, 31	7	25.8	0.365	0.035	0.034	0.976	625
7a1, 42	7	25.6	0.427	0.042	0.043	1.360	737
7a2, 24	7	69.9	0.092	0.010	0.064	0.089	216
7a2, 40	7	94.3	0.092	0.010	0.058	0.080	188
7a2, 45	7	98.6	0.087	0.009	0.051	0.076	194
Moyenne	6.45	41.4	0.302	0.021	0.035	0.431	292

Dans la figure 3.4, le tableau de gauche présente les facteurs d'étalonnage et l'écart type entre le spectre de l'accélérogramme et le spectre cible utilisé lors du processus de sélection. La figure à droite présente la dispersion des accélérographes ainsi que le spectre moyen étalonné sur chaque scénario en respectant la limite inférieure de 90 % recommandé par le CNBC 2015. Le découpage en trois scénarios permet d'avoir une bonne correspondance entre le spectre moyen et le spectre cible.

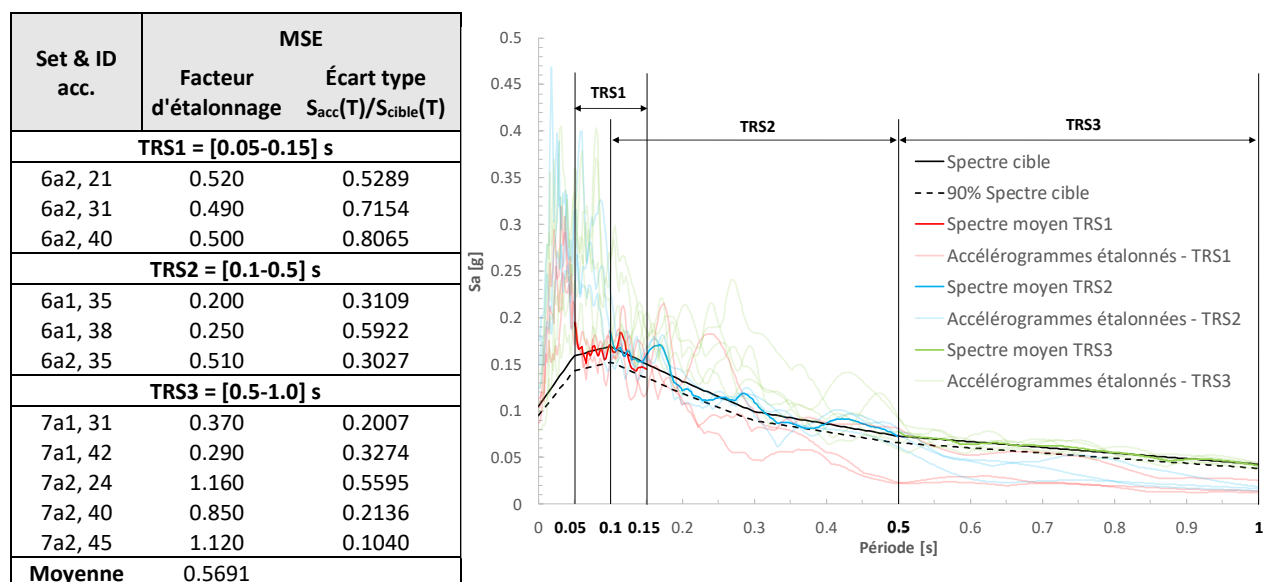


Figure 3.4: Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques simulées horizontales

Modification spectrale

L'étalonnage a permis d'obtenir de bons résultats à l'aide de la méthode MSE, mais il existe encore quelques écarts importants que la modification spectrale pourrait rectifier. Il est spécifié dans le CNBC que si la modification spectrale est utilisée, le spectre de réponse moyen doit être supérieur à 110 % du spectre cible à chaque pas de temps pour chaque scénario. La modification spectrale est effectuée à l'aide de SeismoMatch 2016 (SeismoSoft 2016) à partir des accélérogrammes étalonnés.

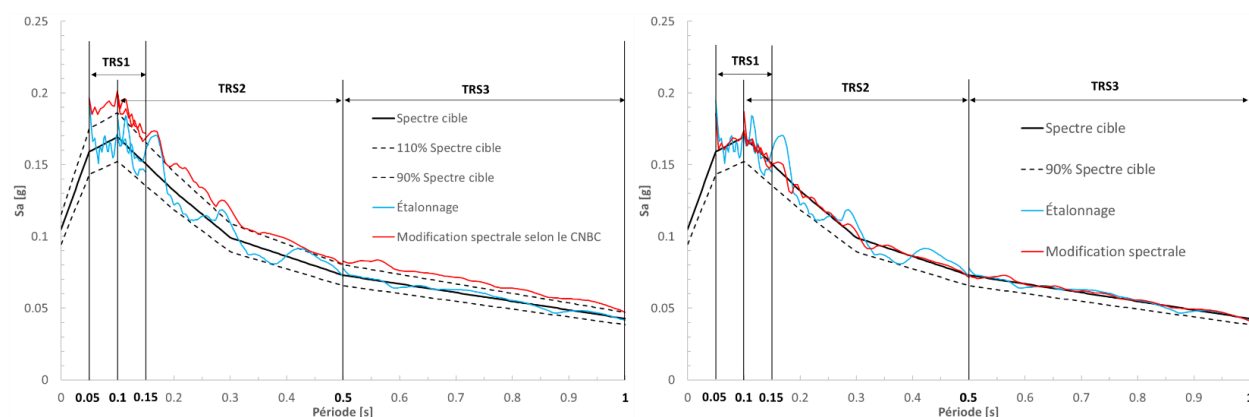


Figure 3.5: Comparaison entre l'étalonnage et la modification spectrale horizontale : à gauche en suivant le CNBC 2015, à droite sans le critère de 110% du CNBC

La figure 3.5 présente la comparaison entre l'étalonnage et la modification spectrale avec et sans le critère du CNBC sur les trois scénarios. La correspondance entre le spectre modifié sans le critère du code et le spectre cible est meilleure lorsque le critère du CNBC n'est pas utilisé.

Pour respecter le critère du code, trois choix sont possibles : (1) effectuer la modification spectrale directement sur 110 % du spectre cible, (2) effectuer la modification spectrale sur le spectre cible et appliquer un facteur correctif global, (3) effectuer la modification spectrale sur le spectre cible et appliquer un facteur correctif à chaque scénario.

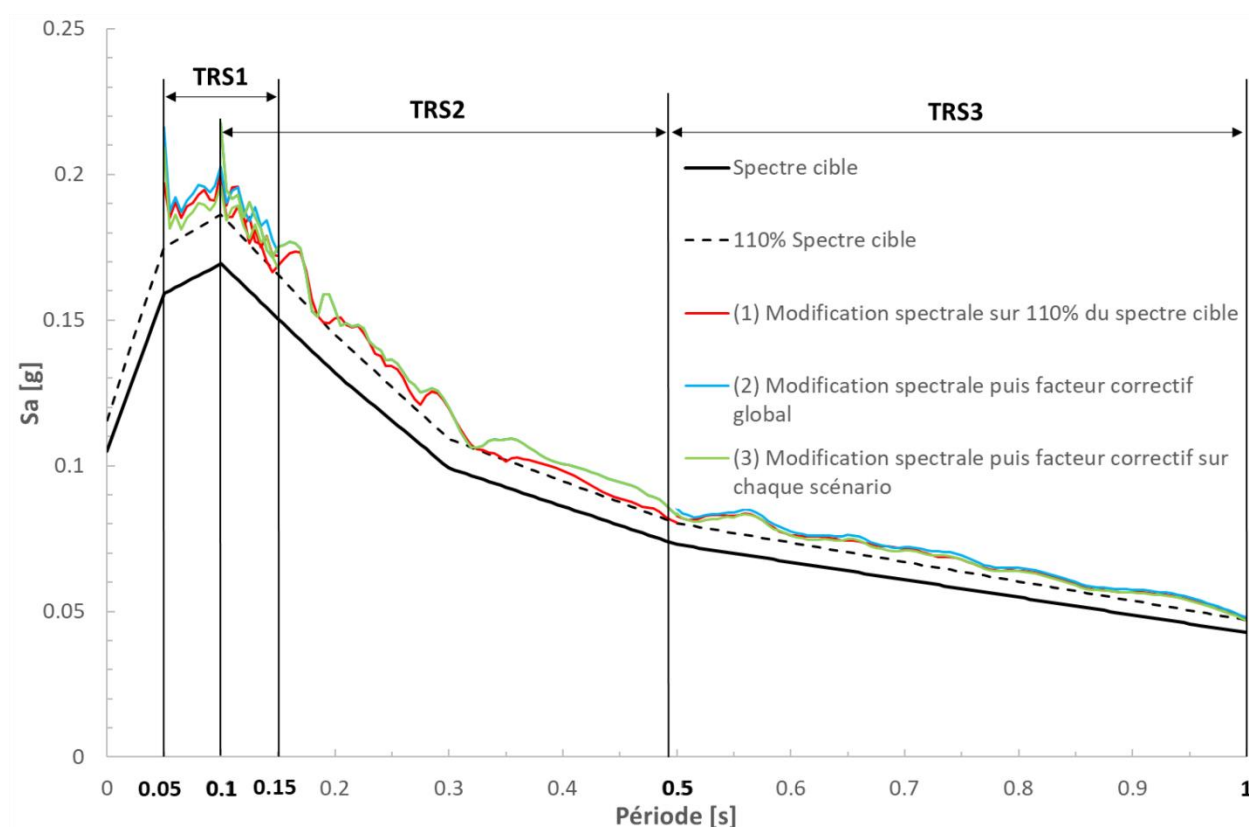


Figure 3.6: Comparaison entre les trois possibilités de respect du critère de modification spectrale du CNBC 2015

Selon la figure 3.6, les trois possibilités produisent des résultats semblables. La première méthode propose la meilleure correspondance avec le spectre cible sur le second scénario. Dans l'ensemble, si le critère du code venait à être utilisé, la modification spectrale sur 110 % du spectre cible est recommandée.

Pour la suite de l'étude, la modification spectrale est effectuée directement sur le spectre cible non modifié (100 %). Le tableau 3.5 présente le ratio de différents paramètres caractéristiques des accélérogrammes étudiés entre après étalonnage (S) et original (O) (S/O) ainsi qu'entre après modification spectrale (M) et après étalonnage(S) (M/S). Puisque l'étalonnage vient appliquer un facteur multiplicateur directement sur l'accélérogramme, il est normal de retrouver un facteur similaire à celui de l'étalonnage dans les ratios S/O. En ce qui concerne la modification spectrale, les ratios varient de 0.96 à 1.07, sauf pour la période prédominante du premier accélérogramme dont le ratio vaut 2. La modification spectrale dans ce cas-ci ne vient pas modifier de manière significative les paramètres des accélérogrammes étudiés.

Tableau 3.5: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques simulées horizontales : après étalonnage/original (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S)

Évènement sismique	PGA [g]		PGV [cm/s]		PGD [cm]		v/a [s]		RMSA [g]		RMSD [cm]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
6a2, 21	0.53	1.01	0.53	1.00	0.53	1.00	1.00	0.99	0.53	1.00	0.55	1.00
6a2, 31	0.50	1.04	0.50	0.99	0.50	0.99	1.00	0.96	0.50	1.00	0.53	0.99
6a2, 40	0.51	0.99	0.51	1.03	0.51	1.00	1.00	1.05	0.51	0.99	0.53	1.00
6a1, 35	0.20	0.98	0.20	1.01	0.20	1.01	1.00	1.03	0.20	1.00	0.23	1.00
6a1, 38	0.25	1.03	0.25	1.00	0.25	0.98	1.00	0.98	0.25	0.99	0.30	1.00
6a2, 35	0.52	0.97	0.52	1.03	0.52	1.07	1.00	1.06	0.52	1.00	0.79	1.00
7a1, 31	0.38	1.02	0.38	1.00	0.38	1.00	1.00	0.98	0.38	1.00	0.38	1.00
7a1, 42	0.29	1.01	0.30	0.97	0.30	1.01	1.00	0.97	0.30	1.00	0.30	1.01
7a2, 24	1.18	1.00	1.18	0.99	1.18	1.00	1.00	0.98	1.18	1.00	1.18	1.00
7a2, 40	0.87	1.00	0.87	1.02	0.87	1.00	1.00	1.02	0.87	1.00	0.87	1.00
7a2, 45	1.14	1.03	1.14	0.99	1.14	1.00	1.00	0.96	1.14	1.00	1.14	1.00
Moyenne	0.58	1.01	0.58	1.00	0.58	1.00	1.00	1.00	0.58	1.00	0.62	1.00

Évènement sismique	AI [m/s]		CAV [cm/s]		ASI [g.sec]		Période prédominante [s]		Durée [s]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
6a2, 21	0.28	1.00	0.53	1.00	0.53	1.03	1.00	2.00	1.00	1.00
6a2, 31	0.25	1.01	0.50	1.01	0.50	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00
6a2, 40	0.26	0.98	0.51	0.99	0.51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97
6a1, 35	0.04	0.99	0.20	1.02	0.20	0.99	1.00	1.00	1.00	1.01
6a1, 38	0.06	0.99	0.25	1.01	0.25	0.97	1.00	1.00	1.00	1.01
6a2, 35	0.27	1.00	0.52	1.00	0.52	0.98	-	1.00	1.00	1.01
7a1, 31	0.14	1.00	0.38	1.01	0.38	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00
7a1, 42	0.09	1.00	0.30	1.00	0.30	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
7a2, 24	1.40	1.00	1.18	1.00	1.18	0.99	-	1.00	1.00	1.00
7a2, 40	0.75	1.00	0.87	1.00	0.87	1.01	-	1.00	1.00	1.00
7a2, 45	1.30	1.00	1.14	1.00	1.14	0.99	-	1.00	1.00	1.00
Moyenne	0.44	1.00	0.58	1.00	0.58	0.99	1.65	1.09	1.00	1.00

Accélération, vitesse et déplacement maximal(e) au sol : $PGA = \max |a(t)|$, $PGV = \max |v(t)|$, $PGD = \max |d(t)|$

Ratio de la vitesse maximale sur l'accélération maximale : $v/a = \frac{\max |v(t)|}{\max |a(t)|}$

Moyenne quadratique de l'accélération, vitesse et déplacement :

$$RMSA = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \cdot \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt}, \quad RMSV = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \cdot \int_0^{t_{tot}} [v(t)]^2 dt}, \quad RMSD = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \cdot \int_0^{t_{tot}} [d(t)]^2 dt}$$

Intensité d'Arias : $AI = \frac{\pi}{2g} \cdot \int_0^{t_{tot}} [a(t)]^2 dt$

Vitesse absolue cumulative : $CAV = \int_0^{t_{tot}} [a(t)] dt$

Intensité du spectre d'accélération : $ASI = \int_{0.1}^{0.5} S_a(\xi = 0.05, T) dT$

Période prédominante : période à laquelle l'accélération spectrale maximale se trouve pour un spectre calculé avec un amortissement de 5 %

Durée : durée lors de laquelle entre 5 % et 95 % de l'intensité d'Arias est accumulée

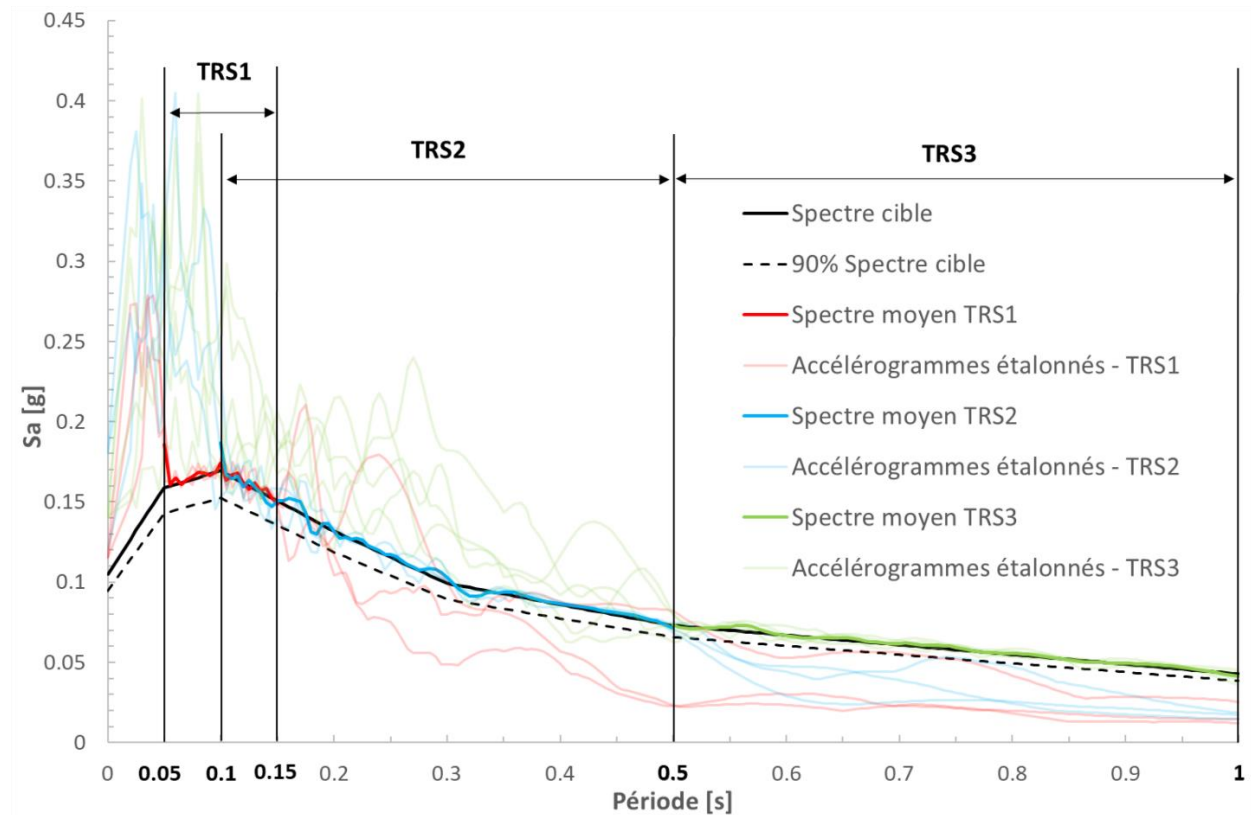


Figure 3.7: Résultats de la modification spectrale des sollicitations simulées horizontales sur les trois scénarios

La figure 3.7 représente les spectres moyens sur chaque scénario ainsi que la dispersion de leurs accélérogrammes respectifs après modification spectrale. La dispersion des accélérogrammes en dehors de leurs scénarios est similaire à l'étalonnage, mais la correspondance entre les spectres de réponse des sollicitations et du spectre cible est améliorée lorsque comparée à la figure 3.4.

3.5.2 Accélérogrammes verticaux

Sélection et étalonnage

La procédure suivie pour la sélection et l'étalonnage des sollicitations verticales est similaire aux sollicitations horizontales à quelques spécificités près. Comme le CNBC 2015 le recommande, ne possédant pas de spectre cible vertical pour l'emplacement étudié, le spectre cible vertical vaut 2/3 du spectre cible horizontal. Puisque les sollicitations d'Atkinson sont simulées par groupe de trois provenant du même évènement sismique, la sélection s'est effectuée de manière à ce que chaque sollicitation verticale soit la meilleure (minimum en termes d'erreur MSE) des deux autres sollicitations du groupe de la sollicitation horizontale précédemment sélectionnée. Le tableau 3.6 présente les sollicitations simulées sélectionnées selon les trois scénarios et leurs caractéristiques telles que présentées plus haut.

Tableau 3.6: Présentation des sollicitations sismiques simulées verticales sélectionnées

Set, ID acc.	M	Rfault [km]	PGA [g]	RMSA [g]	v/a [s]	AI [m/s]	CAV [cm/s]
TRS1 = [0.05-0.15] s							
6a2, 20	6	26.3	0.257	0.014	0.016	0.149	141
6a2, 33	6	25.6	0.174	0.017	0.037	0.205	215
6a2, 41	6	30.7	0.161	0.012	0.028	0.106	136
TRS2 = [0.1-0.5] s							
6a1, 36	6	16.6	0.614	0.035	0.018	0.823	284
6a1, 37	6	16.7	0.643	0.033	0.019	0.724	272
6a2, 34	6	24.8	0.199	0.016	0.019	0.192	217
TRS3 = [0.5-1.0] s							
7a1, 32	7	25.8	0.368	0.035	0.046	0.951	619
7a1, 40	7	25.6	0.353	0.038	0.042	1.155	692
7a2, 23	7	69.9	0.087	0.010	0.060	0.093	221
7a2, 44	7	98.6	0.094	0.010	0.051	0.081	184
7a2, 42	7	94.3	0.108	0.009	0.059	0.078	190
Moyenne	6.56	44.9	0.289	0.022	0.040	0.469	313

La figure 3.8 résume les facteurs d'étalonnage de la méthode MSE et montre la dispersion des accélérogrammes étalonnés selon les trois scénarios. En comparaison aux sollicitations simulées horizontales, la sélection et l'étalonnage des secousses verticales simulées donnent de moins bons résultats. Cela est dû au fait que les accélérogrammes sont étalonnés sur un spectre réduit au 2/3, d'où des facteurs d'étalonnages plus petits, mais aussi à une sélection plus restreinte (contrainte du même groupe que les accélérogrammes horizontaux précédemment sélectionnés).

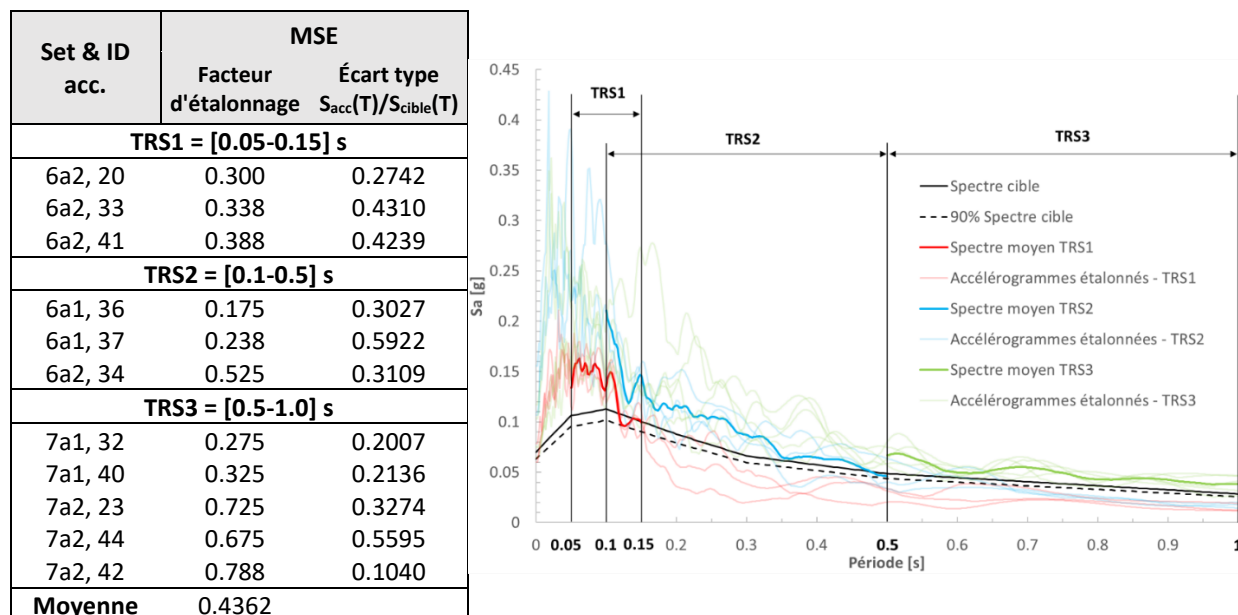


Figure 3.8: Sélection et étalonnage des sollicitations sismiques simulées verticales

Modification spectrale

Comme pour les sollicitations horizontales, la comparaison entre la modification spectrale avec et sans le critère du CNBC est représentée à la

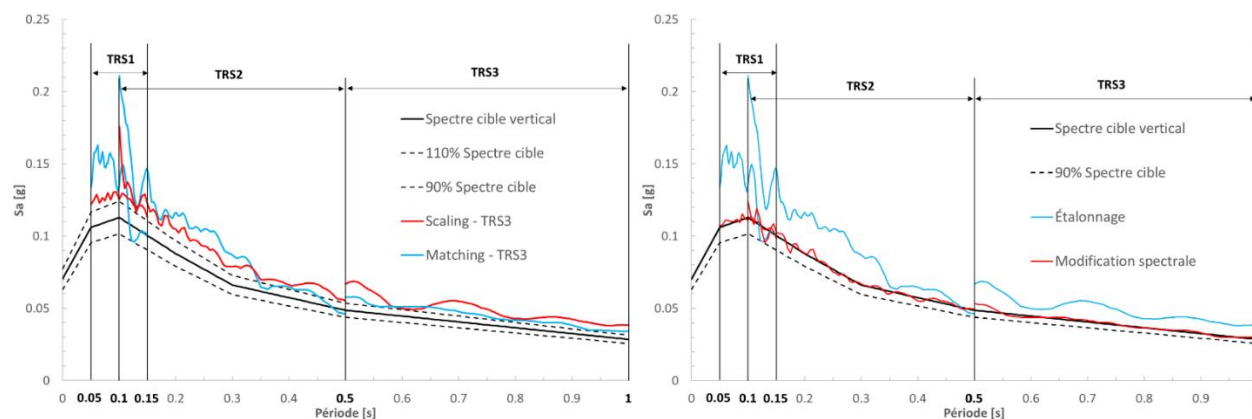


figure 3.9.

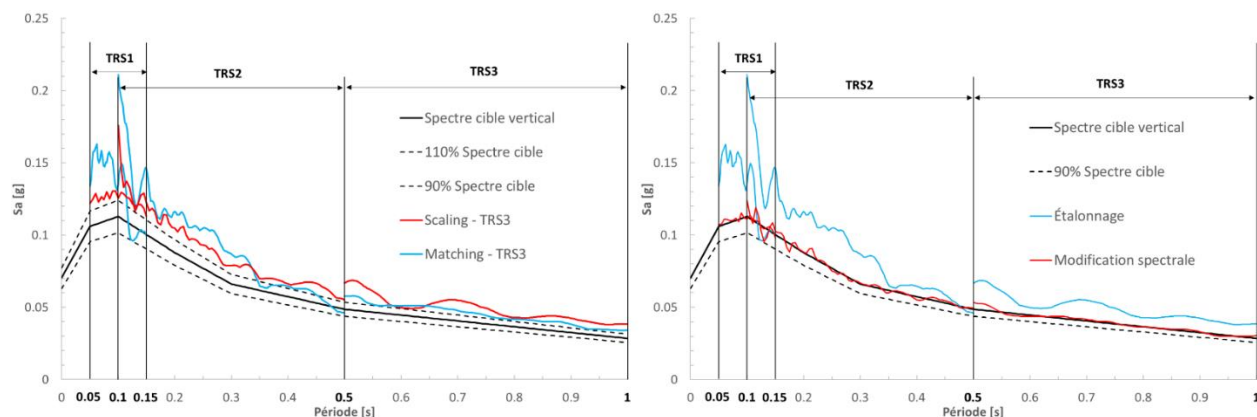


Figure 3.9: Comparaison entre l'étalonnage et la modification spectrale verticale : à gauche en suivant le CNBC 2015, à droite sans le critère de 110 % du CNBC

La correspondance entre le spectre modifié et le spectre cible est toujours meilleure lorsque la modification est faite directement sur le spectre cible (100 %, figure de droite). Contrairement aux sollicitations horizontales, dans les deux cas, la correspondance avec le spectre cible (100 %) est meilleure après modification spectrale. Pour la suite, la modification spectrale des accélérogrammes étalonnés est faite sur 100 % du spectre cible vertical, soit 2/3 du spectre cible horizontal. La dispersion des accélérogrammes modifiés hors de leurs scénarios est similaire à celle des accélérogrammes étalonnés, mais la correspondance entre le spectre de réponse modifié et le spectre cible est bonifiée par la modification spectrale comme le montre la figure 3.10.

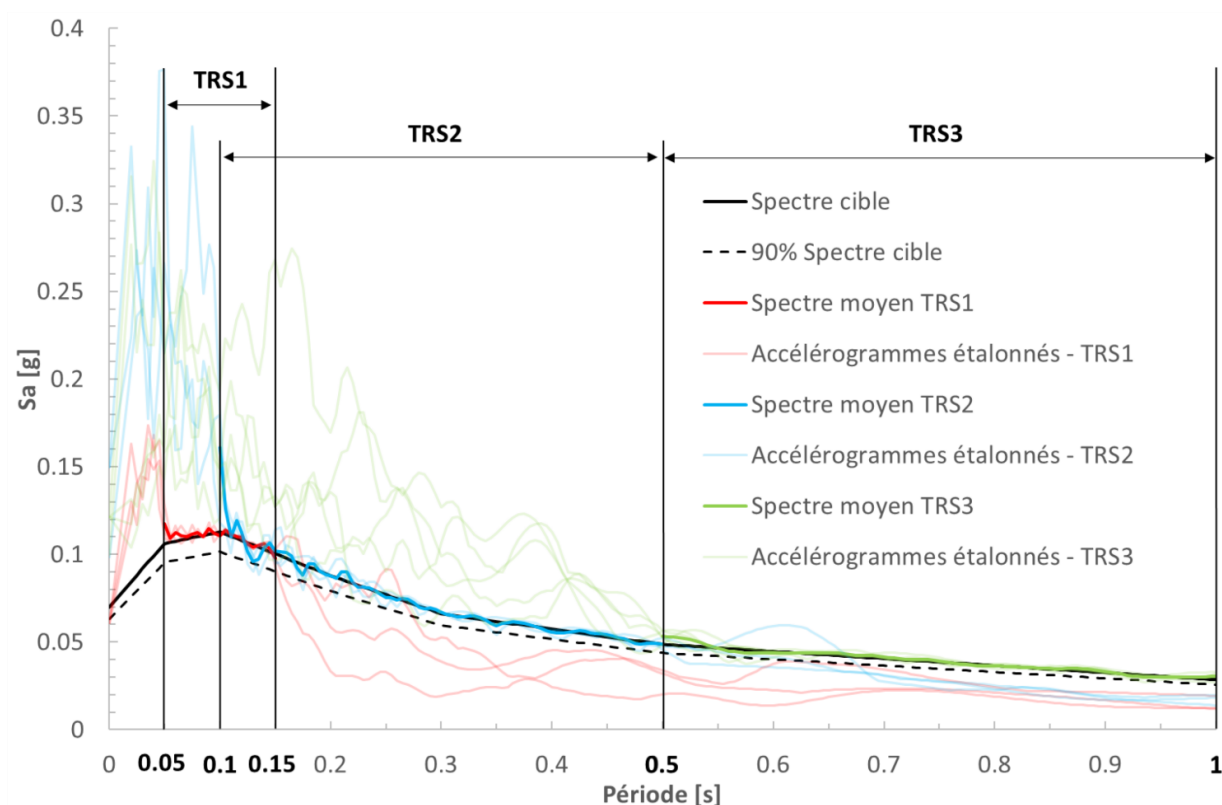


Figure 3.10: Résultats de la modification spectrale des sollicitations simulées verticales sur les trois scénarios

De manière similaire aux accélérogrammes horizontaux, les ratios S/O sont relatifs aux facteurs d'étalonnages de chaque sollicitation (tableau 3.7). En ce qui concerne la modification spectrale (M/S), à part pour la période prédominante, les ratios varient entre 0.77 (PGA) et 1.11 et la moyenne des ratios des onze sollicitations varie entre 0.91 et 1.02. Les paramètres sont plus modifiés dans le cas vertical qu'horizontal, mais la comparaison des courbes temporelles (accélération, vitesse et déplacement) avant et après modification ne révèle pas de changements importants (aucun déphasage des courbes ou de grandes quantités d'aires différentes entre les deux courbes).

Tableau 3.7: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques simulées verticales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S)

Évènement sismique	PGA [g]		PGV [cm/s]		PGD [cm]		v/a [s]		RMSA [g]		RMSD [cm]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
6a2, 20	0.31	0.77	0.31	0.86	0.31	1.00	1.00	1.11	0.31	0.93	0.30	1.00
6a2, 33	0.34	1.02	0.34	0.99	0.34	1.00	1.00	0.97	0.34	0.95	0.36	1.01
6a2, 41	0.40	0.99	0.39	0.94	0.39	1.00	1.00	0.95	0.39	0.93	0.44	1.00
6a1, 36	0.18	0.90	0.18	0.94	0.20	1.00	1.04	1.00	0.17	0.94	0.69	1.00
6a1, 37	0.24	0.96	0.24	0.90	0.23	1.00	0.94	1.08	0.24	0.96	0.27	1.00
6a2, 34	0.54	0.93	0.53	0.89	0.53	1.00	0.95	1.01	0.54	0.97	0.60	1.00
7a1, 32	0.28	0.97	0.28	0.98	0.28	1.00	1.00	1.01	0.28	0.99	0.28	1.00
7a1, 40	0.33	1.04	0.33	0.96	0.33	0.96	1.00	0.93	0.31	0.99	0.31	1.00
7a2, 23	0.74	0.97	0.74	0.88	0.74	1.01	1.00	0.91	0.74	0.99	0.75	1.01
7a2, 44	0.80	0.97	0.80	0.84	0.80	1.00	1.00	0.86	0.80	0.99	0.80	0.99
7a2, 42	0.69	0.91	0.69	0.97	0.69	0.99	1.00	1.07	0.69	0.98	0.69	0.99
Moyenne	0.44	0.95	0.44	0.92	0.44	1.00	0.99	0.99	0.44	0.97	0.50	1.00

Évènement sismique	AI [m/s]		CAV [cm/s]		ASI [g.sec]		Période prédominante [s]		Durée [s]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
6a2, 20	0.09	0.87	0.31	0.95	0.31	0.98	1.00	1.00	1.00	1.08
6a2, 33	0.12	0.90	0.34	0.95	0.34	1.01	1.00	0.33	1.00	1.04
6a2, 41	0.16	0.87	0.40	0.94	0.40	0.99	1.00	0.67	1.00	1.02
6a1, 36	0.03	0.88	0.18	0.97	0.18	0.79	1.00	1.00	1.00	1.02
6a1, 37	0.06	0.91	0.24	0.98	0.24	0.81	1.00	1.00	1.00	1.01
6a2, 34	0.29	0.94	0.54	0.97	0.54	0.80	-	1.00	1.00	1.01
7a1, 32	0.08	0.99	0.28	1.00	0.28	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00
7a1, 40	0.11	0.99	0.33	1.00	0.33	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00
7a2, 23	0.55	0.98	0.74	0.99	0.74	0.97	-	1.00	1.00	1.01
7a2, 44	0.64	0.98	0.80	0.99	0.80	0.99	-	1.00	1.00	1.01
7a2, 42	0.47	0.96	0.69	1.00	0.69	0.97	-	1.00	1.00	1.01
Moyenne	0.24	0.93	0.44	0.98	0.44	0.93	1.00	0.91	1.00	1.02

3.6 Utilisation d'accélérogrammes historiques

3.6.1 Accélérogrammes horizontaux

Sélection et étalonnage

Contrairement aux accélérogrammes simulés, la sélection des accélérogrammes historiques est effectuée à l'aide de l'outil de calcul implémenté dans la base de données « *PEER Ground Motion Database* ». Compte tenu du manque d'évènements sismiques importants enregistrés dans l'est du Canada et même de l'Amérique du Nord, une méthode hybride est utilisée. Trois accélérogrammes sont sélectionnés pour le premier scénario dans la base de données de l'est de l'Amérique du Nord, dont un avec un facteur d'étalonnage un peu supérieur aux bornes fixées (sept au lieu de cinq), mais avec des paramètres similaires à ceux recherchés. Pour le second scénario (trois sollicitations) et le troisième scénario (cinq sollicitations), la banque de données de l'ouest de l'Amérique du Nord est utilisée. Les principales caractéristiques des sollicitations sismiques historiques horizontales sont présentées au tableau 3.8.

Tableau 3.8: Présentation des sollicitations sismiques historiques horizontales sélectionnées

Événement sismique	Année	RSN	M	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	PGA [g]	RMSA [g]	v/a [s]	AI [m/s]	CAV [cm/s]
« NGA East » - TRS1 = [0.05-0.15] s										
Val des Bois	2010	3982	5.1	57.99	2000	0.018	0.002	0.022	0.007	113
Sparks (2)	2011	10056	5.68	40.62	591	0.027	0.002	0.060	0.009	127
Sparks (1)	2011	10057	5.68	60.07	321	0.026	0.003	0.056	0.020	202
« NGA West2 » - TRS2 = [0.1-0.5] s										
Morgan Hill	1984	455	6.19	14.91	1428.1	0.099	0.011	0.030	0.060	175
Sierra Madre	1991	1649	5.61	39.81	996.43	0.098	0.008	0.031	0.039	116
Whittier Narows	1987	643	5.99	27.64	1222.5	0.049	0.006	0.037	0.012	66
« NGA West2 » - TRS3 = [0.5-1.0] s										
Loma Prieta (1)	1989	795	6.93	76.05	1249.9	0.062	0.009	0.200	0.055	195
Loma Prieta (2)	1989	797	6.93	74.14	873.1	0.093	0.011	0.121	0.068	224
Duzce, Turquie	1999	1613	7.14	25.88	782	0.053	0.008	0.111	0.043	201
Iwate, Japon (1)	2008	5655	6.9	68.03	922.89	0.107	0.008	0.046	0.275	708
Iwate, Japon (2)	2008	5670	6.9	82.93	1423.8	0.083	0.007	0.032	0.100	367
Moyenne			6.34	50.8	1149	0.069	0.007	0.069	0.067	229

Pour chaque sollicitation historique, deux composantes horizontales et une verticale sont enregistrées. Deux choix sont alors possibles : utiliser la composante maximale des deux ou bien prendre la moyenne géométrique. Ce dernier choix est habituellement utilisé pour des analyses en trois dimensions. Étant donné que les analyses des chapitres suivants sont faites en deux dimensions seulement et que les facteurs d'étalonnages sont plus proches de l'unité en moyenne (tableau 3.9), la composante maximale est sélectionnée comme la composante horizontale qui est utilisée pour le reste de l'étude.

Tableau 3.9: Comparaison des facteurs d'étalonnage entre la composante maximale et la moyenne géométrique des composantes horizontales

Événement sismique	Composante maximale	Moyenne géométrique
« NGA East » - TRS1 = [0.05-0.15] s		
Val des Bois	7.078	9.822
Sparks (2)	3.080	3.563
Sparks (1)	3.028	3.577
« NGA West2 » - TRS2 = [0.1-0.5] s		
Morgan Hill	0.957	1.142
Sierra Madre	0.996	1.156
Whittier Narows	1.665	1.926
« NGA West2 » - TRS3 = [0.5-1.0] s		
Loma Prieta (1)	0.564	0.647
Loma Prieta (2)	0.524	0.605
Duzce, Turquie	1.547	1.706
Iwate, Japon (1)	2.359	2.999
Iwate, Japon (2)	2.438	2.861

L'étalonnage est réalisé à l'aide de la méthode MSE, les facteurs et la représentation de la dispersion des accélérogrammes et des spectres moyens sont présentés à la figure 3.11. Pour le premier scénario, contrairement aux sollicitations simulées, les facteurs d'étalonnage sont élevés puisque les sollicitations utilisées proviennent d'événements sismiques relativement faibles. La dispersion des accélérogrammes est semblable à celle des secousses simulées à l'exception de deux accélérogrammes du troisième scénario (0.5-1.0 s) qui possèdent des accélérations importantes dans les courtes périodes (0.6 g et 1.2 g). Tout comme pour les sollicitations simulées, la correspondance entre les spectres de réponses et le spectre cible est moins adéquate dans les courtes périodes (TRS1 et TRS2 : 0.05 – 0.5 s) que dans le troisième scénario [0.5-1.0] s.

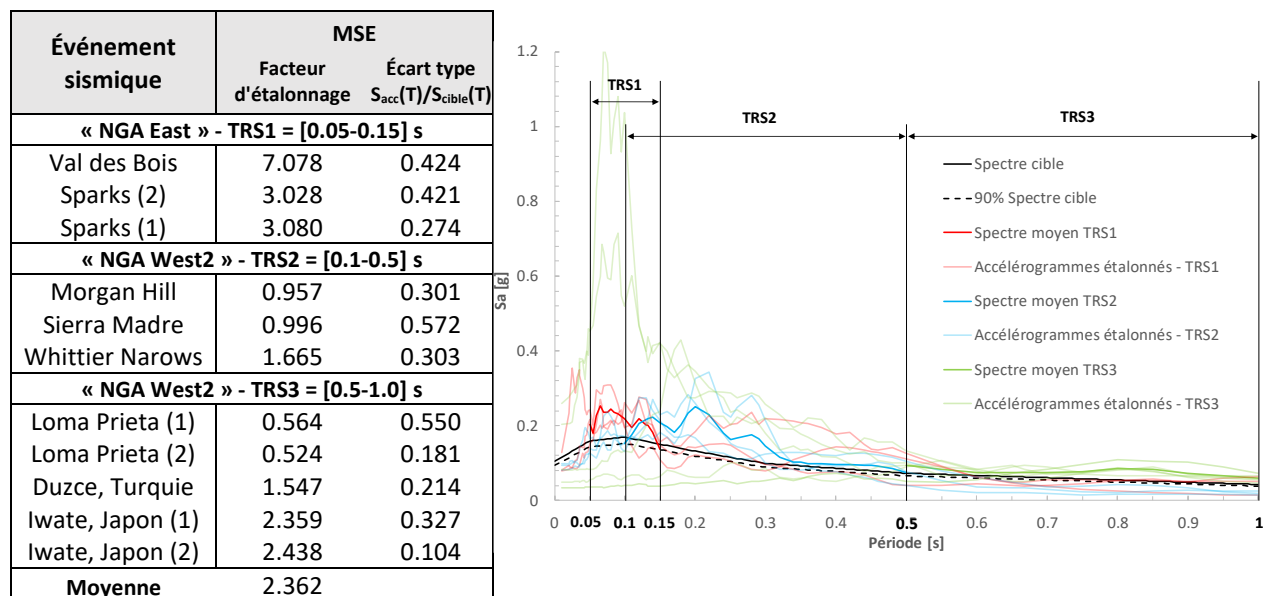


Figure 3.11: Sélection et étalonnage des sollicitations historiques horizontales

Modification spectrale

Pour les enregistrements historiques, la procédure de modification spectrale est faite directement sur le spectre cible (100 %). La figure 3.12 montre l'amélioration de la modification spectrale sur les spectres moyens des trois scénarios étudiés.

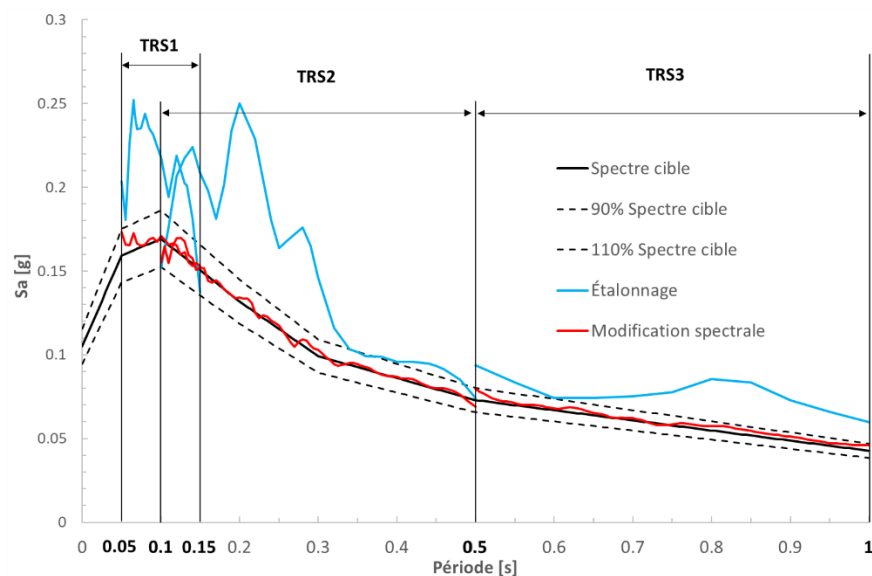


Figure 3.12: Comparaison entre les spectres de réponses moyens de la composante horizontale des sollicitations historiques de l'étalonnage et de la modification spectrale sur les trois scénarios

La comparaison des figures 3.11 et 3.13 démontre l'amélioration de la correspondance des spectres de réponses avec le spectre cible après la procédure de modification spectrale. De plus, il est à noter que la dispersion des spectres de réponses des accélérogrammes n'a pas été modifiée en dehors de leurs intervalles de période respectifs.

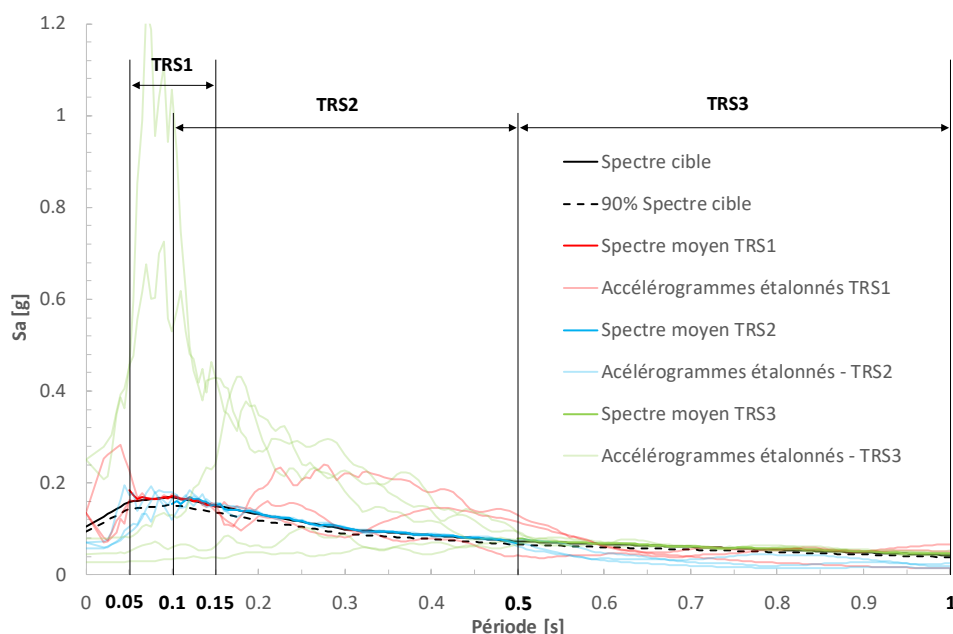


Figure 3.13: Résultats de la modification spectrale des sollicitations historiques horizontales sur les trois scénarios

Le tableau 3.10 confirme que les ratios S/O suivent les tendances des facteurs d'étalonnage appliqués sur les accélérogrammes. En ce qui concerne la modification spectrale, certains paramètres de « Val des Bois » et « Sierra Madre » sont grandement modifiés alors que la majorité des autres ratios tournent autour de l'unité. En analysant la courbe du déplacement avant et après modification spectrale (figure 3.14), il est possible de voir une dérive de 0.5 mm et 3 mm respectivement, d'où les ratios de PGD et de RMSD au tableau 3.10. La période prédominante des deux sollicitations est réduite de moitié. Une correction de type "*base line correction*" linéaire est appliquée avec SeismoSignal (SeismoSoft 2016) pour le problème de dérive du déplacement.

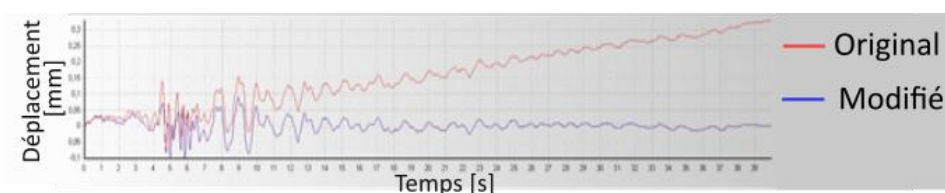


Figure 3.14: Exemple de dérivation du déplacement après modification spectrale du séisme de Sierra Madre

Tableau 3.10: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques historiques horizontales : après étalonnage/original (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S)

Évènement sismique	PGA [g]		PGV [cm/s]		PGD [cm]		v/a [s]		RMSA [g]		RMSD [cm]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
Val Des Bois	7.08	1.05	7.08	0.96	7.08	1.01	1.00	0.92	7.08	0.99	7.08	3.01
Sparks (1)	3.03	0.81	3.03	1.00	3.03	1.00	1.00	1.24	3.02	0.96	3.03	1.00
Sparks (2)	3.08	0.83	3.08	1.00	3.08	1.00	1.00	1.21	3.08	0.96	3.08	1.00
Morgan Hill	0.96	0.73	0.96	0.77	0.96	0.97	1.00	1.04	0.96	0.85	0.96	1.00
Sierra Madre	1.00	0.59	1.00	0.64	1.00	3.35	1.00	1.09	1.00	0.73	1.00	8.72
Whittier Narows	1.66	0.70	1.66	0.77	1.66	0.99	1.00	1.10	1.66	0.88	1.66	0.99
Loma Prieta (1)	0.56	0.80	0.56	0.93	0.56	1.00	1.00	1.17	0.56	0.89	0.56	0.99
Loma Prieta (2)	0.52	0.92	0.52	1.02	0.52	1.01	1.00	1.11	0.52	0.94	0.52	1.00
Duzce, Turquie	1.55	0.96	1.55	1.02	1.55	1.00	1.00	1.06	1.55	0.98	1.55	1.00
Iwate, Japon (1)	2.36	0.99	2.36	0.94	2.36	1.00	1.00	0.95	2.36	1.00	2.36	1.00
Iwate, Japon (2)	2.44	1.00	2.44	0.98	2.44	1.00	1.00	0.98	2.44	1.00	2.44	1.00
Moyenne	2.20	0.85	2.20	0.91	2.20	1.21	1.00	1.08	2.20	0.92	2.20	1.88
Évènement sismique	AI [m/s]		CAV [cm/s]		ASI [g.sec]		Période prédominante [s]		Durée [s]			
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S		
Val Des Bois	50.12	0.98	7.08	0.99	7.08	1.03	-	0.50	1.00	1.00		
Sparks (1)	9.17	0.92	3.03	0.98	3.03	0.92	1.00	1.00	1.00	1.04		
Sparks (2)	9.49	0.92	3.08	0.98	3.08	0.94	1.00	2.33	1.00	1.02		
Morgan Hill	0.92	0.72	0.96	0.90	0.96	0.74	1.00	0.71	1.00	1.08		
Sierra Madre	0.99	0.54	1.00	0.87	1.00	0.70	1.00	0.55	1.00	1.50		
Whittier Narows	2.77	0.77	1.66	0.93	1.66	0.75	1.00	1.00	1.00	1.07		
Loma Prieta (1)	0.32	0.79	0.56	0.93	0.56	0.97	0.00	-	1.00	1.13		
Loma Prieta (2)	0.27	0.88	0.52	0.97	0.52	0.94	0.00	-	1.00	1.08		
Duzce, Turquie	2.39	0.96	1.55	0.98	1.55	0.99	1.00	1.00	1.00	1.02		
Iwate, Japon (1)	5.57	1.00	2.36	1.00	2.36	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00		
Iwate, Japon (2)	5.94	0.99	2.44	1.00	2.44	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00		
Moyenne	8.00	0.86	2.20	0.96	2.20	0.90	0.48	1.01	1.00	1.09		

3.6.2 Accélérogrammes verticaux

Sélection et étalonnage

Aucune sélection n'est requise pour les accélérogrammes verticaux puisqu'ils sont la composante verticale des accélérogrammes horizontaux précédemment sélectionnés. De plus, le CNBC 2015 recommande d'utiliser le même facteur d'étalonnage que pour la composante horizontale si aucun spectre cible spécifique à la composante verticale n'existe pour les accélérogrammes naturels. Les spectres moyens des trois scénarios de la figure 3.15 possèdent une allure similaire à ceux des sollicitations horizontales avec une moins bonne correspondance dans le premier scénario, mais aussi dans le dernier scénario dû à l'utilisation des facteurs horizontaux alors que le spectre vertical vaut $2/3$ du spectre horizontal. Il est possible de remarquer que le spectre moyen du second scénario se trouve environ à 72 % du spectre cible au lieu de 90 % comme demandé par le CNBC 2015 pour la composante horizontale. La dispersion des accélérogrammes est similaire aux cas précédents, à savoir une plus grande disparité dans les courtes périodes et deux pics causés par des accélérogrammes du troisième scénario (Iwate (1) & Duzce).

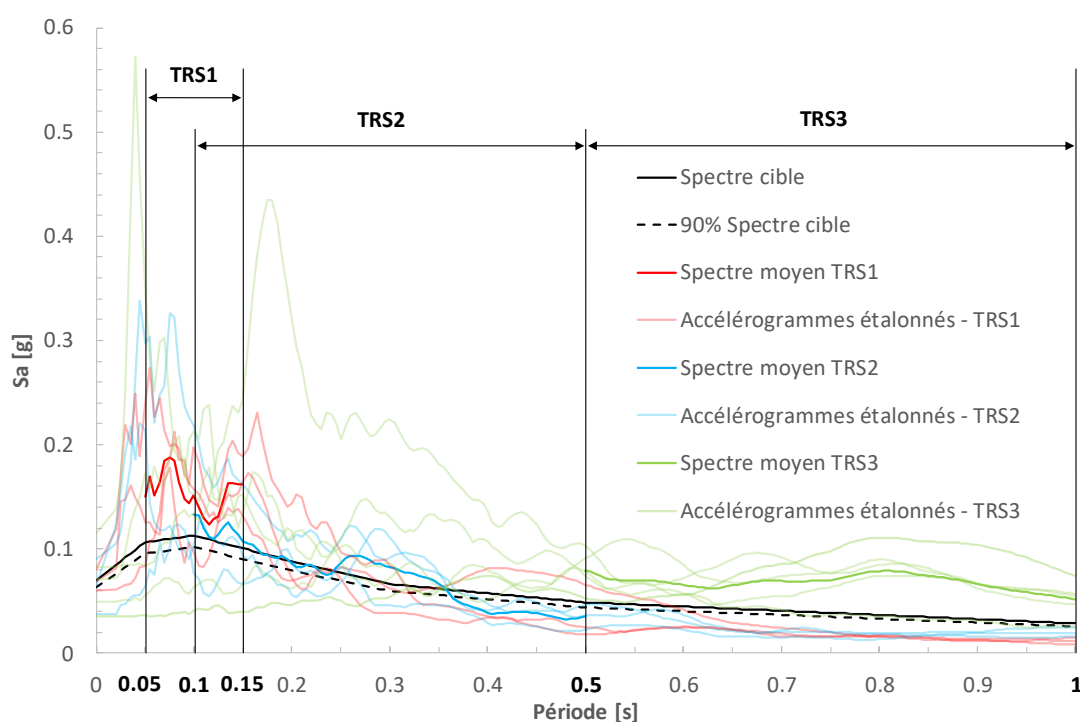


Figure 3.15: Résultats de l'étalonnage des sollicitations historiques verticales avec les facteurs d'étalonnage horizontaux

Modification spectrale

La modification spectrale des accélérogrammes étalonnés s'effectue directement sur le spectre cible (100 %) et sa comparaison avec l'étalonnage seul en termes de spectres de réponse moyens selon les trois scénarios est présentée à la figure 3.16. Les améliorations de la correspondance des spectres de réponses avec le spectre cible sont importantes dans tous les scénarios, mais surtout dans les deux premiers scénarios en passant d'une différence maximale de 119 % pour l'étalonnage à seulement 11 % après modification spectrale. Comme prévu, il est plus difficile d'avoir une bonne correspondance après modification dans les courtes périodes (0.05 – 0.1 s). De plus, après modification spectrale, les spectres de réponses des trois scénarios respectent le critère du CNB d'être supérieur à 90 % du spectre cible à chaque pas de période.

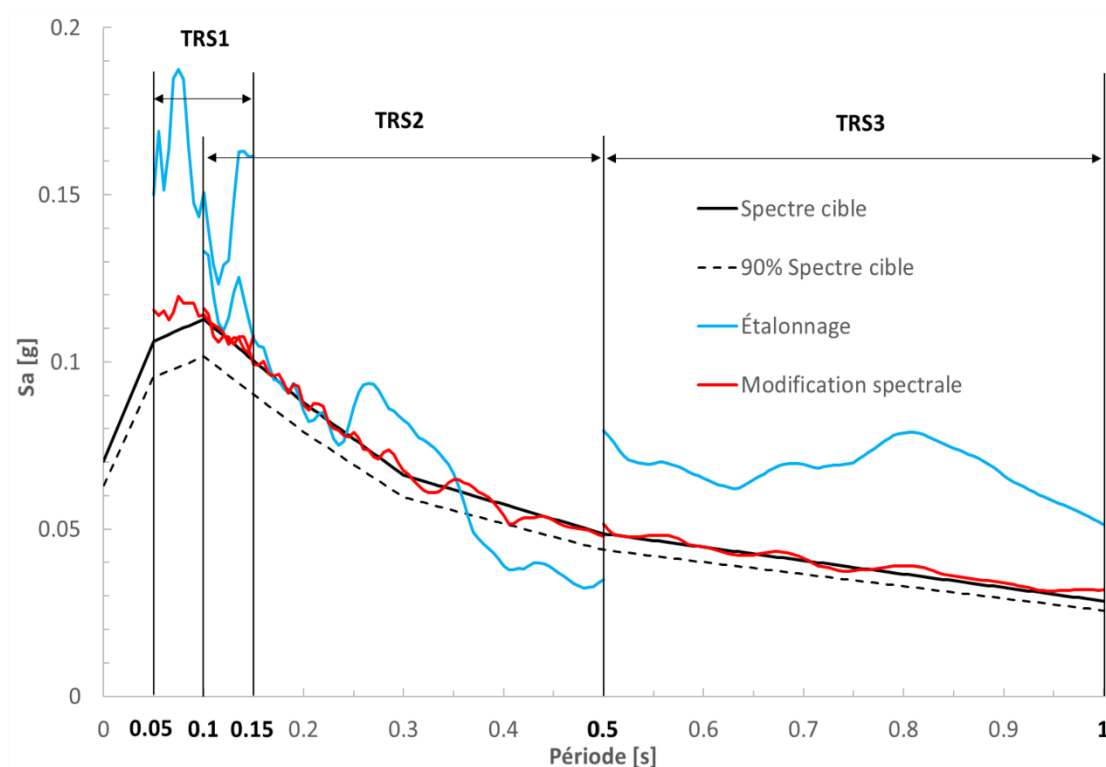


Figure 3.16: Comparaison entre les spectres de réponses moyens de la composante verticale des sollicitations historiques de l'étalonnage et de la modification spectrale sur les trois scénarios

En comparaison à la figure 3.15, la correspondance des spectres de réponses après modification spectrale est appréciable autant dans les courtes que dans les longues périodes à la figure 3.17. De plus, les spectres de réponse sont peu affectés en dehors de leurs intervalles de période respectifs lorsque les dispersions des accélérogrammes sont comparées.

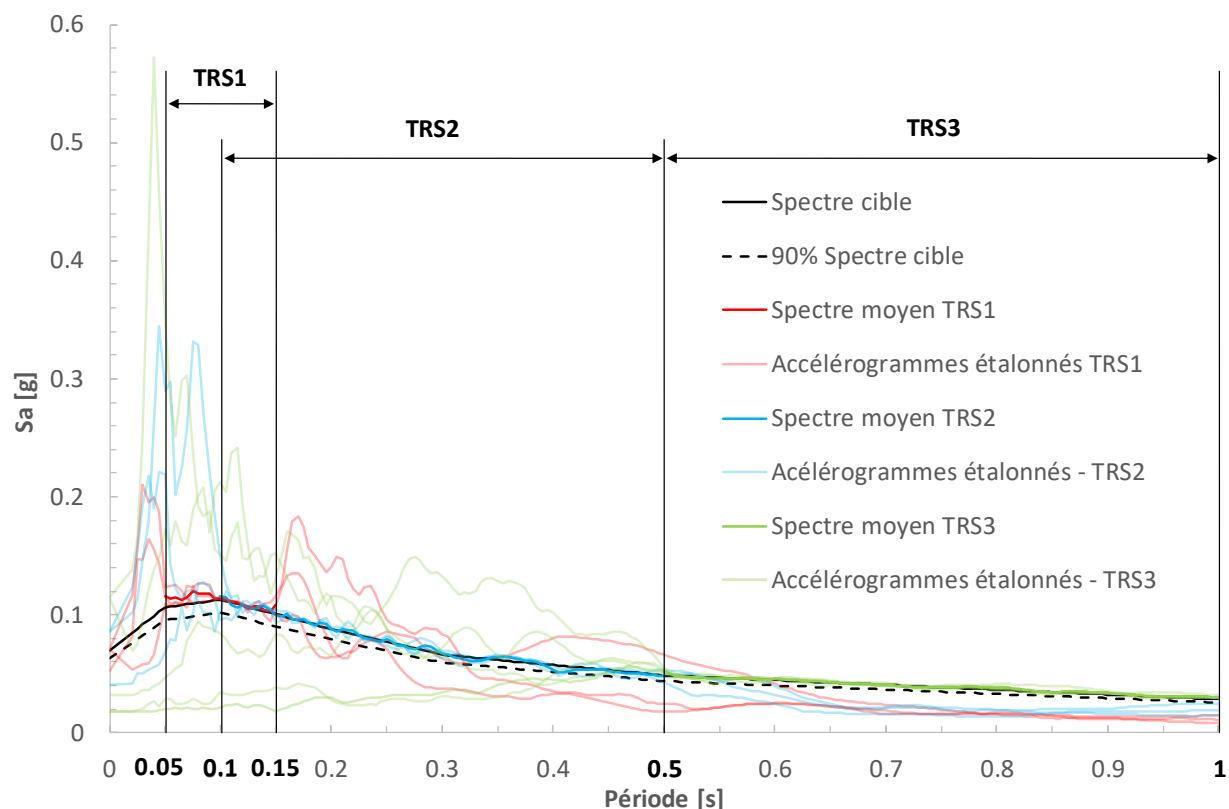


Figure 3.17: Résultats de la modification spectrale des sollicitations historiques verticales sur les trois scénarios

En analysant les ratios S/O disponibles au tableau 3.11, les facteurs d'étalonnages se retrouvent dans la majorité des paramètres caractérisant les secousses qui sont calculés de manière linéaire. Du côté des ratios M/S, les changements extrêmes proviennent encore des deux sollicitations « Val des Bois » et « Sierra Madre » qui possèdent une dérive du déplacement après modification spectrale avec des ratios respectifs de 10.7 et 20.5 pour le RMSD. Comme pour les sollicitations horizontales historiques, une correction de base de type linéaire est appliquée afin de pallier à ce problème. En dehors de ces deux différences majeures, les seuls paramètres à voir des changements plus élevés que 0.1 sont le PGA et l'intensité d'Arias. Pour le PGA, « Val des Bois » arbore un ratio de 0.77, alors que celui de « Loma Prieta (2) » vaut 1.18. Le ratio de l'intensité d'Arias vaut 0.79 pour « Sparks (2) » et vaut 1.14 pour « Loma Prieta (2) ». La modification spectrale des accélérogrammes historiques verticaux est donc celle qui modifie le plus les paramètres caractérisant les sollicitations, mais c'est aussi celle qui a amélioré le plus la correspondance des spectres de réponse avec le spectre cible en partant de la moins bonne correspondance après l'étalonnage.

Tableau 3.11: Résumé des ratios des paramètres des sollicitations sismiques historiques verticales : après étalonnage/originale (S/O), après modification spectrale/étalonnage (M/S)

Évènement sismique	PGA [g]		PGV [cm/s]		PGD [cm]		v/a [s]		RMSA [g]		RMSD [cm]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
Val Des Bois	7.08	0.77	7.08	1.06	7.08	2.33	1.00	1.38	7.10	1.00	7.08	10.7
Sparks (1)	3.03	0.88	3.03	1.00	3.03	1.00	1.00	1.13	3.03	0.93	3.03	1.00
Sparks (2)	3.08	0.87	3.08	0.99	3.08	0.99	1.00	1.14	3.08	0.89	3.08	1.00
Morgan Hill	0.96	0.95	0.96	0.87	0.96	0.99	1.00	0.92	0.96	0.92	0.96	1.00
Sierra Madre	1.00	1.11	1.00	1.36	1.00	6.39	1.00	1.22	1.00	1.07	1.00	20.5
Whittier Narows	1.66	1.01	1.66	0.96	1.66	0.94	1.00	0.95	1.66	1.00	1.66	1.01
Loma Prieta (1)	0.56	0.99	0.56	0.93	0.56	1.00	1.00	0.94	0.56	1.00	0.56	1.00
Loma Prieta (2)	0.52	1.18	0.52	1.06	0.52	0.99	1.00	0.90	0.52	1.07	0.52	1.00
Duzce, Turquie	1.55	0.87	1.55	0.99	1.55	1.00	1.00	1.14	1.55	0.94	1.55	1.00
Iwate, Japon (1)	2.36	1.00	2.36	1.01	2.36	1.00	1.00	1.01	2.36	1.00	2.36	1.00
Iwate, Japon (2)	2.44	0.97	2.44	1.01	2.44	1.00	1.00	1.05	2.44	0.99	2.44	1.00
Moyenne	2.20	0.96	2.20	1.02	2.20	1.60	1.00	1.07	2.21	0.98	2.20	3.66

Évènement sismique	AI [m/s]		CAV [cm/s]		ASI [g.sec]		Période prédominante [s]		Durée [s]	
	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S	S/O	M/S
Val Des Bois	50.23	0.99	7.08	1.00	7.08	0.96	-	0.25	1.00	1.00
Sparks (1)	9.17	0.86	3.03	0.96	3.03	0.89	1.00	1.00	1.00	1.05
Sparks (2)	9.49	0.79	3.08	0.92	3.08	0.86	1.00	1.13	1.00	1.08
Morgan Hill	0.92	0.85	0.96	0.94	0.96	0.79	1.00	1.00	1.00	1.04
Sierra Madre	0.99	1.15	1.00	1.05	1.00	1.38	1.00	1.00	1.00	0.97
Whittier Narows	2.77	1.00	1.66	1.00	1.66	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00
Loma Prieta (1)	0.32	1.00	0.56	1.01	0.56	1.05	0.00	-	1.00	1.00
Loma Prieta (2)	0.28	1.14	0.52	1.04	0.52	1.02	0.00	-	1.00	0.96
Duzce, Turquie	2.39	0.89	1.55	0.95	1.55	0.94	0.00	-	1.00	1.01
Iwate, Japon (1)	5.57	1.00	2.36	1.00	2.36	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00
Iwate, Japon (2)	5.94	0.98	2.44	0.99	2.44	0.98	1.00	1.00	1.00	1.01
Moyenne	8.01	0.97	2.20	0.99	2.20	0.99	0.42	0.92	1.00	1.01

3.7 Conclusions

Une analyse détaillée des méthodes de sélection et d'étalonnage des sollicitations sismiques est réalisée dans le cas spécifique du barrage aux Outardes-3 en prenant soin de regarder les effets des recommandations faites par l'annexe J du CNBC 2015. De ces analyses, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

Des trois méthodes d'étalonnages utilisées (MSE, SIa et Atkinson), aucune ne ressort particulièrement et le choix peut être fait selon l'affinité de l'utilisateur. Pour cette étude, la méthode MSE est choisie. Lorsqu'il s'agit de choisir une unique composante horizontale, l'utilisation de la composante maximale horizontale donne des facteurs d'étalonnages plus proches de l'unité que la moyenne géométrique.

La sous-division en deux intervalles pour la plage des périodes courtes (0.05 s – 0.5 s) ne permet pas un étalonnage optimal. La sous-division de cet intervalle en deux, pour un total de trois intervalles de période (scénarios), a permis une correspondance presque deux fois meilleure. Trois intervalles sont donc utilisés pour le reste de l'étude.

Si les critères du CNBC 2015 sont employés, il est recommandé d'effectuer la modification spectrale des accélérogrammes directement sur un spectre cible amplifié à 110 % ou plus afin de respecter l'article 2.2.2 du commentaire J du code. Pour cette étude, l'utilisation de la modification spectrale en respectant l'article 2.2.2 n'apporte aucun avantage en termes de correspondance avec le spectre cible.

Que ce soit pour des sollicitations simulées ou historiques, la modification spectrale vient améliorer la correspondance des spectres de réponses avec le spectre cible jusqu'à deux fois plus. Cependant, quelques remarques concernant le contenu des accélérogrammes et leurs paramètres sont à faire :

- Les sollicitations simulées sont moins affectées par la modification spectrale que les sollicitations historiques.
- Les paramètres les plus sensibles à la modification spectrale sont dans l'ordre, le **PGD** et le **RMSD** (dérive du déplacement), la **période prédominante** (jusqu'à trois fois plus petite), les **PGA** et **PGV** et les facteurs **AI** et **ASI** (variation de ratio de +/- 0.1 à 0.25).

- a. Les paramètres les moins affectés (changement maximum +/- 0.1 dans le ratio) sont le **CAV**, la **durée** et le **RMSA**.
- b. La majorité des paramètres des sollicitations sont réduits (ratio M/S < 1) après modification spectrale.

Une attention particulière doit être portée aux courbes temporelles de l'accélération, de la vitesse et du déplacement avant et après utilisation de la modification spectrale, car certaines sollicitations peuvent être sensibles à des problèmes de dérivation principalement au niveau du déplacement.

CHAPITRE 4 EFFETS DE LA SÉLECTION ET DE L'ÉTALONNAGE DES SÉISMES SUR LE GLISSEMENT RÉSIDUEL DES BARRAGES- POIDS : MODÈLE DE CORPS RIGIDE

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux effets des différentes méthodes d'étalonnage choisies dans le chapitre précédent sur le glissement résiduel des barrages-poids en béton. Il s'agit d'évaluer si les méthodes de sélection et d'étalonnage ont une influence sur le glissement résiduel à la base du barrage, et si oui de la quantifier. Une étude paramétrique est réalisée à l'aide du logiciel RS-DAM (Leclerc, et al. 2002) afin de d'investiguer les méthodes d'étalonnages, les types de sollicitations (synthétiques ou historiques), l'effet de la composante verticale, le choix du facteur d'intensité et la sélection des sollicitations sismiques.

4.2 Description et modélisation du barrage et du spectre cible

Description du barrage

La structure choisie pour l'étude est le barrage-poids aux Outardes-3. Le barrage, présenté à la figure 4.1a., se trouve sur la rivière aux Outardes à 90 km de Baie-Comeau et repose sur une fondation de roc d'une bonne qualité soit un sol de classe A (Bernier, et al. 2016). Le barrage a été construit en 19 plots avec une crête d'une longueur totale de 300 m et d'une largeur de 4.6 m. Le barrage culmine à 80 m de hauteur pour une largeur à la base maximale de 62 m. Le barrage aux Outardes-3 a fait l'objet de plusieurs études dynamiques in-situ en régime élastique (Proulx et Paultre 1997) qui permettent d'estimer la période fondamentale du système barrage/fondation/réservoir à 0.206 s et son amortissement global à 2.57 %.

Modélisation du barrage

L'étude du barrage porte sur le plot H (figure 4.1 b.), le plus haut de tous, soit uniquement une tranche du barrage qui possède une épaisseur de 14.2 m. Dans cette section, le barrage est représenté comme un bloc rigide reposant sur une fondation de type A, avec un réservoir d'une profondeur de 76.6 m. Les pressions hydrostatique et hydrodynamique (masses ajoutées de

Westergaard) sont considérées et la sous-pression est modélisée par une distribution bilinéaire avec toute la charge au pied du barrage et 33 % au drain et reste constante lors du chargement sismique.

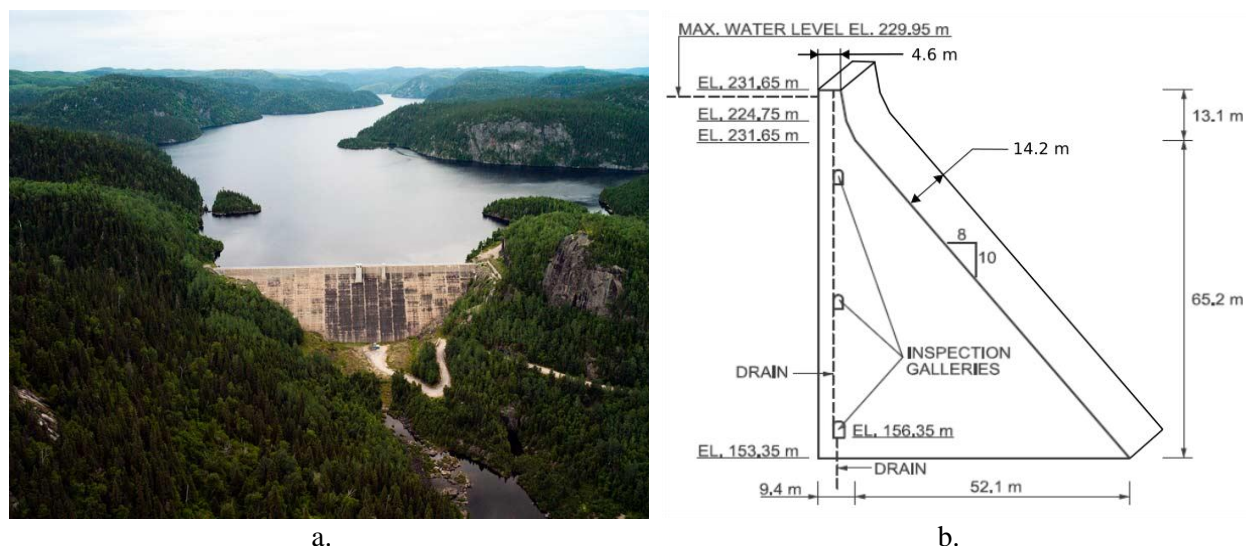


Figure 4.1: Barrage aux Outardes-3, a. Vue de face, b. Détail du plot H tiré et adaptée de Bernier, et al. (2016)

Spectre cible

Le spectre cible horizontal du barrage a été construit en fonction de sa localisation et du type de sol A comme décrit à la section 3.2. Quant au spectre vertical, il est égal à $2/3$ du spectre horizontal. La figure 4.2 propose les deux spectres entre zéro et une seconde ainsi que la période fondamentale du barrage aux Outardes-3.

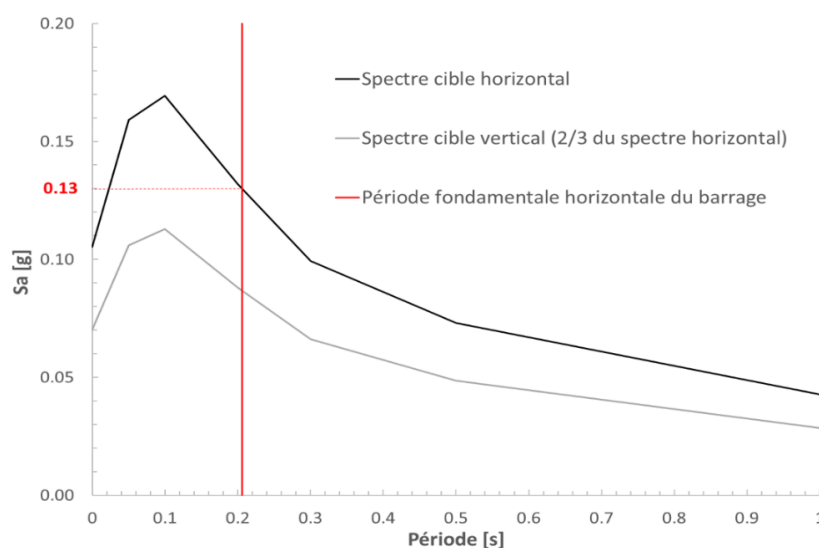


Figure 4.2: Spectres horizontaux et verticaux du barrage aux Outardes-3

4.3 Évaluation de la période fondamentale – CADAM 2D

Les calculs du poids du plot H et de la sous-pression sont effectués manuellement et ensuite validés à l'aide du logiciel CADAM 2D. Le modèle du barrage et les propriétés des matériaux utilisés sont tirés d'une étude réalisée sur la même portion de ce barrage (Bernier, et al. 2016). Le modèle du barrage (réservoir, fondation et béton) est donc calibré à l'aide de la période fondamentale calculée avec la méthode de Chopra. La géométrie du barrage est telle qu'indiquée à la figure 4.1 b. et le drain est positionné sur la hauteur totale du barrage à une distance de 3.05 m de la face amont. Les pressions hydrostatiques et hydrodynamiques (formulation généralisée de Westergaard) sont considérées et calculées par le logiciel. Aucune poussée hydrostatique aval n'est considérée puisque la zone est asséchée. De plus, le couvert de glace, les éventuels débris ou silt et le dépassement de la crête sont négligés. La sous-pression ramenée à une force ponctuelle évaluée par le logiciel correspond aux calculs manuels, vaut 125 646 kN et reste constante durant toute l'analyse. Les propriétés utilisées et les résultats de la calibration du modèle sont disponibles au tableau 4.1.

Tableau 4.1: Résumé de la modélisation et calibration du modèle du barrage aux Outardes-3 à l'aide de CADAM 2D

Masse du plot H et sous-pression			
Masse du plot [kg]	81 895 603		
Sous-pression [kN]	125 646		
Propriétés des matériaux			
	Béton	Roc	Eau
Densité ρ [kg/m ³]	2400	2700	1000
Module Élastique E [GPa]	32	75	0.7 x 10 ⁻³
Coefficient de Poisson ν	0.2	0.33	0.49995
Amortissement [%]	1.5	5	-
Période fondamentale du barrage - Calibration			
	T_1 [s]		
Essais dynamiques	0.206		
Modèle LS-Dyna	0.250		
Modèle CADAM 2D	0.253		

Les deux modèles numériques (LS-Dyna et CADAM 2D) ne représentent que le plot H le plus haut du barrage alors que les essais dynamiques sont réalisés sur l'ensemble du barrage qui possède d'autres plots de hauteur plus faibles. La période provenant des essais dynamiques est donc plus faible que celle des modèles numériques. Le modèle du plot H est donc adéquat pour les analyses

puisque la période fondamentale correspond à celle trouvée avec le logiciel LS-Dyna. La prochaine section documente la modélisation du plot H ainsi que la démarche suivie pour la suite des analyses des effets des différents paramètres sur le glissement du barrage avec le logiciel RS-DAM.

4.4 Évaluation du glissement résiduel – RS-DAM

L'étude paramétrique par rapport au glissement du barrage est réalisée dans une première partie avec le logiciel RS-DAM. Dans ces analyses, la fissuration du barrage n'est considérée qu'à la base du barrage. RS-DAM permet d'étudier le glissement et le renversement d'un barrage soumis à un chargement sismique en se basant sur la dynamique des corps rigides. Lorsque le glissement évalué est de l'ordre de 25 à 50 mm, plusieurs endommagements peuvent se produire comme une perte d'étanchéité, un drainage inefficace et des problèmes de fonctionnement de l'équipement. La géométrie est celle présentée à la section 4.2. Le poids et la force de sous-pression sont les valeurs calculées à la section précédente et les sous-pressions restent constantes tout au long de l'analyse. Les pressions hydrodynamiques (*Westergaard*) sont considérées en translation lors du glissement. Les analyses considèrent toujours qu'il peut y avoir glissement ainsi que rotation du bloc. Enfin, les chargements sismiques sont appliqués un par un (horizontal et/ou vertical) et peuvent être amplifiés avec un facteur d'intensité. La description des accélérogrammes choisis pour l'étude paramétrique fait l'objet de la section suivante.

4.5 Sélection et étalonnage des secousses sismiques : étude paramétrique

Alors que le chapitre 3 s'attache à la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques, l'objectif de cette section est de savoir si les choix faits précédemment ont un effet ou non sur le comportement du barrage en ce qui concerne son glissement à l'aide d'une étude paramétrique. Il s'agit donc de qualifier et quantifier les effets des paramètres de modélisation suivants sur le glissement du barrage :

1. Utilisation de sollicitations historiques ou synthétiques,
2. Utilisation de la modification spectrale,
3. Nombre de scénarios utilisés pour l'étalonnage,
4. Considération de l'accélération verticale,

5. Nombre et choix des sollicitations utilisées : maximum, moyenne...
6. Choix du facteur d'intensité des sollicitations.

Ce dernier paramètre est un scalaire utilisé pour amplifier les sollicitations sismiques dans le cas où celles-ci ne sont pas assez intenses pour provoquer le glissement. Dans le cas de cette étude, le barrage est représenté par un plot de 14.2 m d'épaisseur et un facteur d'intensité de quatre est employé. Le tableau 4.2 présente le résumé du nombre de sollicitations employées et des analyses qui seront réalisées.

Tableau 4.2: Nombre de sollicitations choisies pour l'étude paramétrique

Type de sollicitation	Horizontal		Vertical	
	MSE	Modification spectrale	MSE	Modification spectrale
Historique	11	11	11	11
Synthétique	11	11	22	22
Nombre total d'analyses	110			

4.6 Réponse sismique

Dans cette section, les résultats de l'analyse paramétrique sur le glissement du barrage sont présentés pour chacun des six paramètres de modélisations à l'étude.

4.6.1 Utilisation de sollicitations historiques ou synthétiques

Deux types de sollicitations peuvent être utilisées pour les analyses de stabilité; les sollicitations historiques qui sont des enregistrements de séismes ou les sollicitations simulées aussi appelées synthétiques. Bien que les sollicitations historiques semblent plus appropriées, il existe des cas comme l'est de l'Amérique du Nord pour lesquels le manque d'enregistrements historiques pousse les ingénieurs à employer des sollicitations simulées. La figure 4.3 présente un exemple de glissement du barrage pour l'ensemble des onze sollicitations historiques horizontales précédemment sélectionnées et étalonnées. Il est possible de remarquer que le barrage n'est pas sollicité de la même manière par tous les accélérogrammes puisque le glissement total varie de 0 à 150 millimètres. En effet, les deux sollicitations provenant du séisme de Iwate au Japon provoquent un glissement dix à cent fois supérieur aux autres sollicitations.

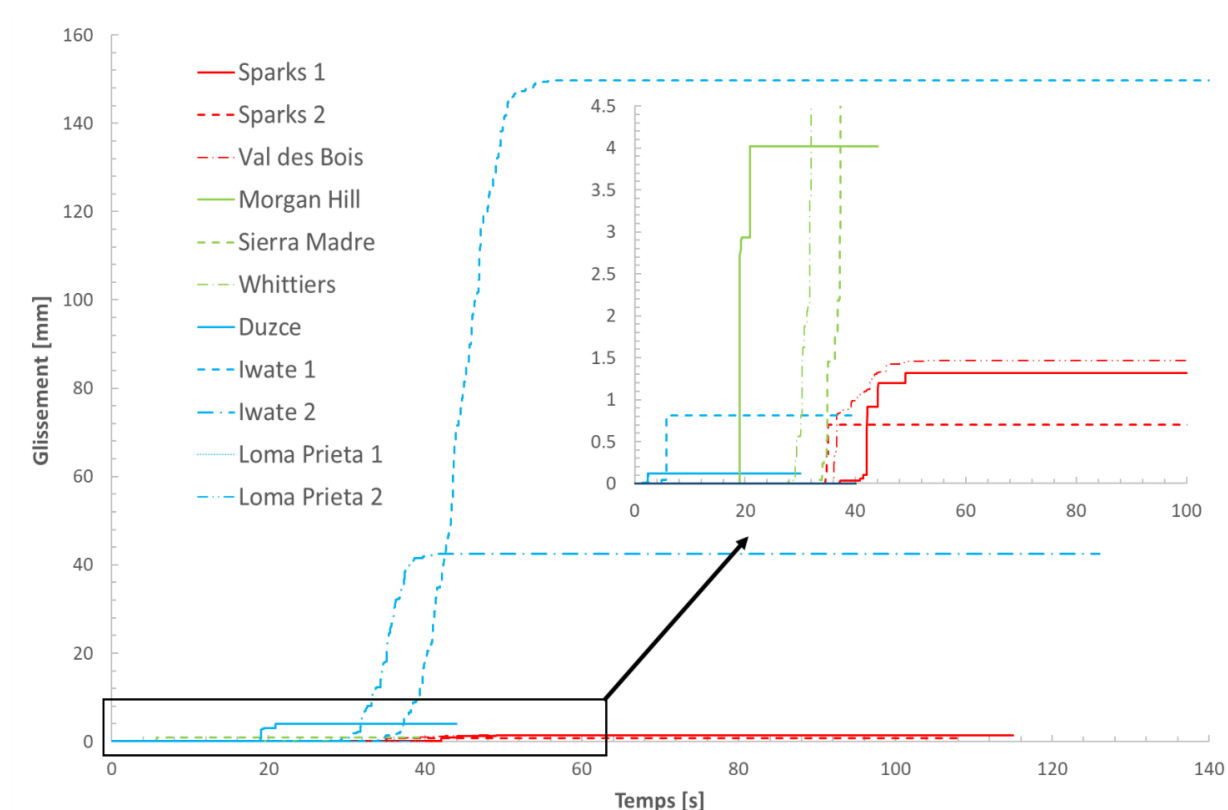


Figure 4.3: Glissement du barrage à la base en fonction des sollicitations horizontales historiques étalonnées

Qu'il s'agisse des sollicitations historiques ou simulées, les maximums, minimum, la moyenne et l'écart type du glissement final du barrage ont été évalués pour chaque groupe de onze réponses comme présentées à la figure 4.4. Les résultats détaillés pour chaque sollicitation sont disponibles en annexe au tableau B.5tableau . Après comparaison des résultats des secousses historiques et simulées, le glissement moyen est 10 fois plus grand pour les secousses historiques. Cependant, l'écart type moyen des résultats des sollicitations historiques est aussi beaucoup plus élevé que les simulés (environ 40 fois plus). Les deux sollicitations responsables de ces écarts sont les accélérogrammes provenant du séisme « Iwate » qui, comme l'indique leur CAV, possèdent beaucoup d'énergie (présence d'impulsion de longue durée) et ont donc un impact important sur le glissement du barrage. Si ces deux enregistrements sont mis à part de l'étude, les résultats sont plus représentatifs et plus comparables aux sollicitations simulées comme le montre la figure 4.5. Dans ce cas-ci, les sollicitations synthétiques provoquent, toutes moyennes confondues, 1.65 fois plus de glissement que celles historiques.

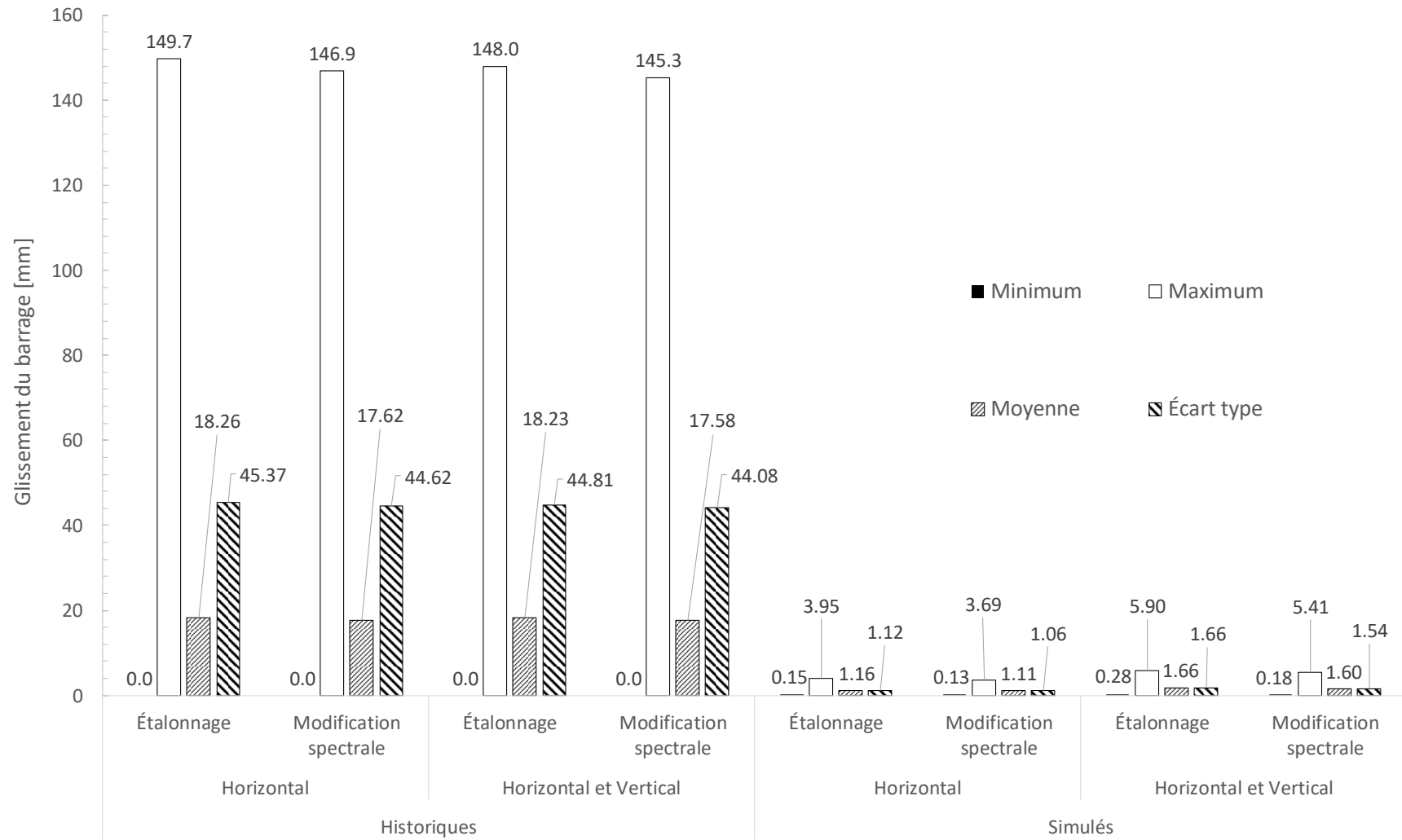


Figure 4.4: Résultats de l'étude paramétrique sur le glissement final du barrage avec RS-DAM

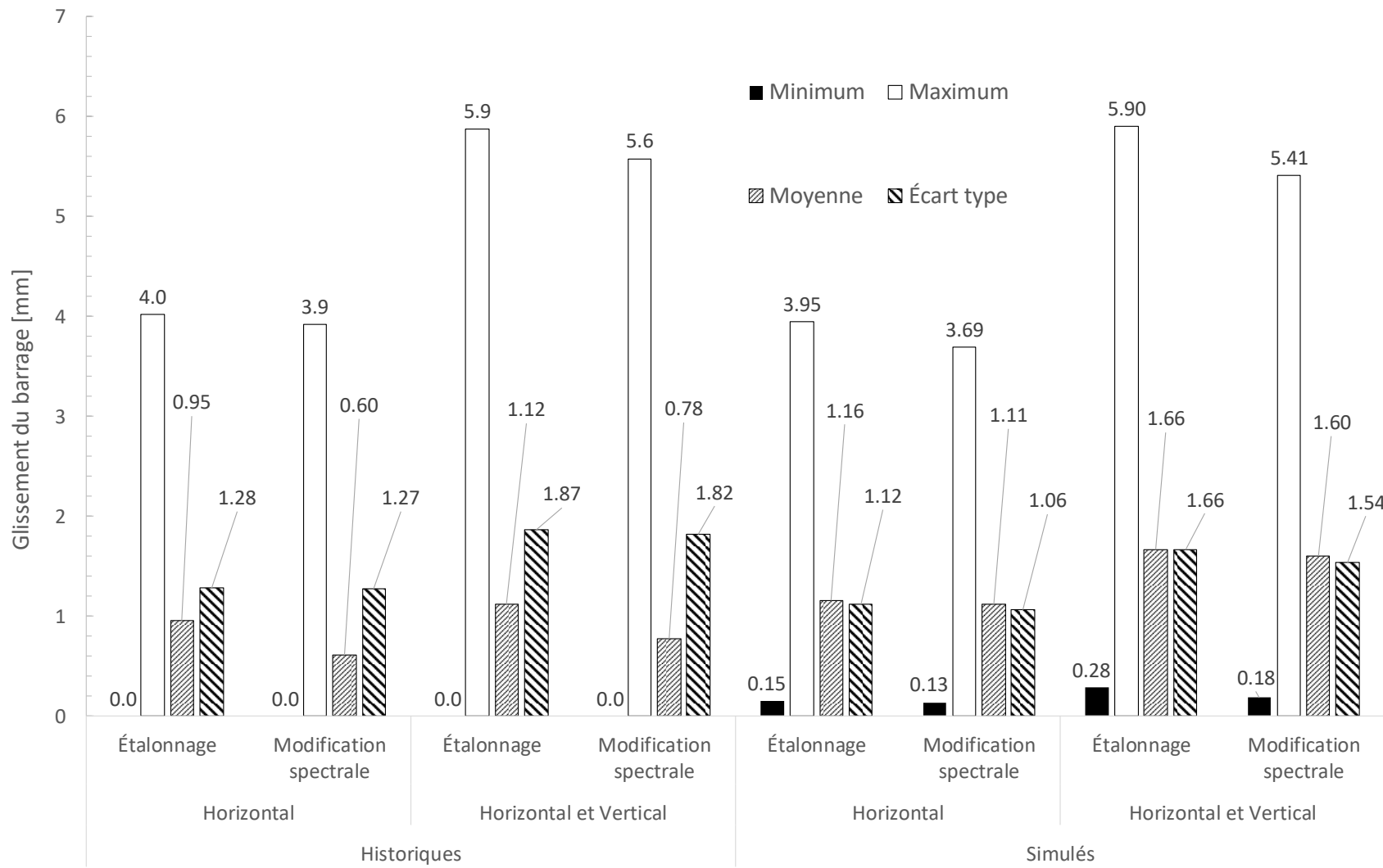


Figure 4.5: Résultats de l'étude paramétrique sur le glissement final du barrage avec RS-DAM en excluant "Iwate_1" et "Iwate_2"

4.6.2 Effets de la modification spectrale

Les sollicitations sont étalonnées selon deux méthodes; a) la méthode MSE et b) la modification spectrale. En moyenne, pour le glissement final un ratio de 0.96 est obtenu entre l'utilisation des sollicitations modifiées spectralement et celles étalonnées. Cependant, la variabilité d'une sollicitation historique à l'autre produit des ratios correspondants pouvant varier de 0.98 à 0.3. Le ratio minimum pour les accélérogrammes simulés vaut 0.6. Néanmoins, il est à noter que certaines sollicitations simulées modifiées spectralement causent un glissement plus important que la méthode MSE (ratio jusqu'à 1.09). La modification spectrale a donc une légère tendance à faire diminuer le glissement du barrage par rapport à une méthode d'étalonnage usuelle comme la méthode MSE et ce de manière plus importante pour les sollicitations historiques.

4.6.3 Effets du nombre de scénarios lors de l'étalonnage

Dans cette section, il s'agit de comparer les résultats du glissement obtenus entre l'étalonnage fait selon un ou trois scénarios. Seules les sollicitations historiques étalonnées sont traitées pour cette analyse. Les résultats de glissement détaillés sont disponibles en annexe au tableau B.6. La figure 4.6 présente les minimum, maximum, la moyenne et l'écart type du glissement résultant des secousses historiques étalonnées selon un ou trois scénarios. Le tableau B.8 disponible en annexe montre que les ratios entre les facteurs d'étalonnage provenant de trois scénarios et un scénario varient de 0.6 à 2.4 pour une moyenne de 1.2. En considérant les onze sollicitations sélectionnées [Figure 4.6 a)], les résultats du glissement avec l'étalonnage effectué sur un seul scénario sont de 13 à 34 fois plus faibles que ceux de l'étalonnage selon trois scénarios. Cette importante différence provient de la baisse des facteurs d'étalonnage des secousses provenant du séisme d'Iwate (1 et 2), comme le montre leur ratio (trois scénarios sur un scénario) respectivement de 2.24 et 2.38. En excluant ces deux sollicitations [Figure 4.6 b)] le ratio du glissement moyen entre les sollicitations étalonnées selon un scénario et trois scénarios vaut 1.1. Pour les sollicitations historiques étalonnées, l'utilisation de trois scénarios met en lumière les problèmes de glissement trop importants des sollicitations provenant du séisme « Iwate ». Lorsque ces sollicitations sont exclues, il est possible de conclure que le nombre de scénarios affecte peu le glissement résiduel moyen.

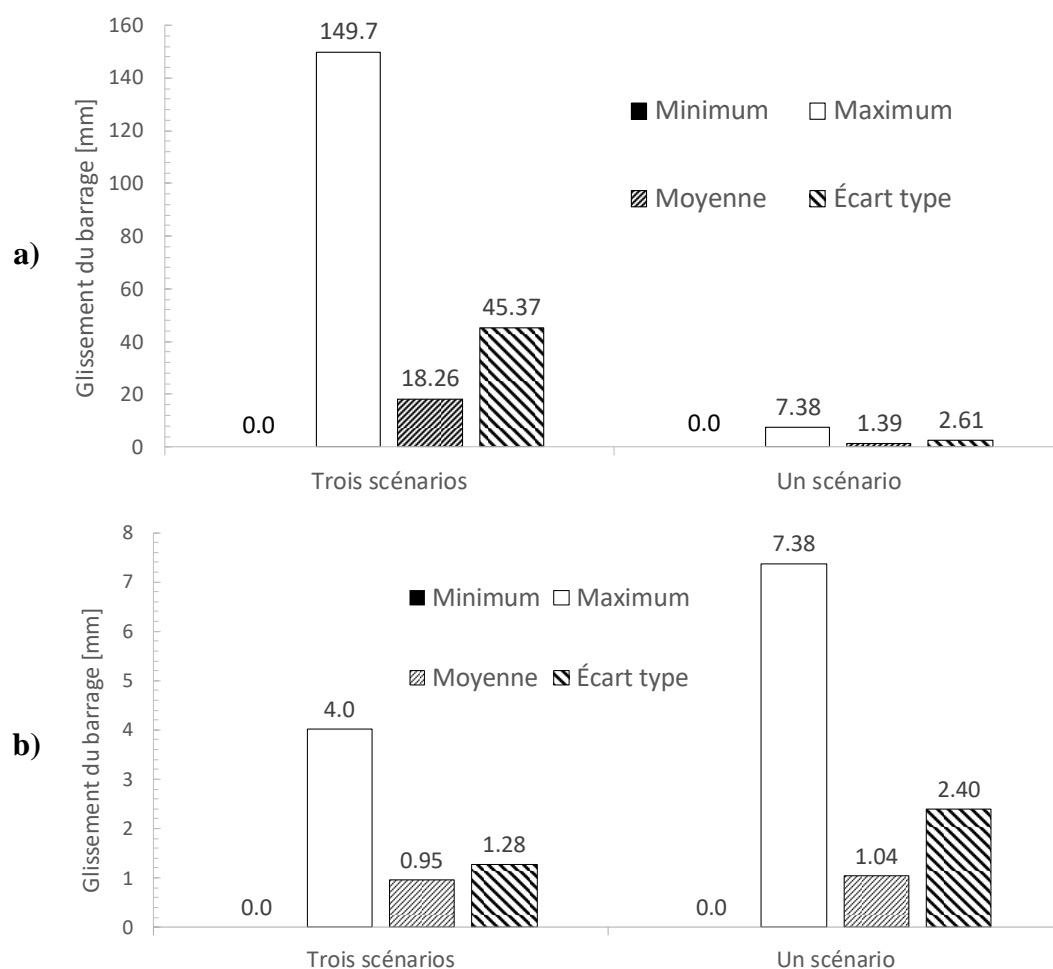


Figure 4.6: Comparaison du glissement résiduel du barrage selon un ou trois scénarios d'étalonnage des sollicitations historiques avec le logiciel RS-DAM, a) onze sollicitations, b) excluant "Iwate_1" et "Iwate_2"

4.6.4 Effets des secousses verticales

Dans cette quatrième section, il s'agit de quantifier l'effet de l'accélération verticale sur le glissement du barrage à la base. Toutes les composantes verticales possèdent le même facteur d'intensité que les sollicitations horizontales, à savoir quatre.

Sollicitations historiques

En ce qui concerne les sollicitations historiques, la composante verticale a été ajoutée telle qu'elle a été enregistrée. Les résultats du glissement des sollicitations historiques exposés à la figure 4.4 arborent en moyenne une infime diminution ($< 1\%$) après ajout de la composante verticale. Étant donné que les accélérations verticales peuvent soulager le barrage d'une partie de son poids et ainsi

avoir tendance à augmenter son glissement, il est attendu de voir une augmentation de la moyenne du glissement. Cependant, il faut que les deux pics d'accélération (horizontal : de l'amont vers l'aval, vertical : vers le haut) se produisent quasiment en même temps pour maximiser cet effet. Il a donc été décidé de faire varier le signe des accélérographes pour deux sollicitations dont les résultats montrent une baisse de glissement. Les résultats du tableau 4.3 montrent que pour ces deux sollicitations la combinaison critique est la composante horizontale moins la composante verticale. En effet, jusqu'à deux fois plus de glissement est calculé à la base, mais l'ordre de grandeur des résultats (glissement inférieur ou proche d'un millimètre) ne permet pas d'établir de tendance claire.

Tableau 4.3: Glissement final du barrage selon deux sollicitations historiques en fonction des signes des accélérographes horizontaux (H) et verticaux (V) avec RS-DAM

Sollicitation	H [mm]	H + V [mm]	Ratio H+V / H	H – V [mm]	Ratio H-V / H	- H – V [mm]	Ratio -H-V / H
Sparks 2	0.698	0.632	0.91	0.892	1.28	0.092	0.13
Sierra Madre	0.814	0.234	0.29	1.801	2.21	0.891	1.09

Lorsque les deux secousses d'Iwate sont exclues, le ratio entre le glissement moyen avec et sans composante verticale vaut 1.2 pour les sollicitations étalonnées et 1.3 pour les modifiées spectralement, ce qui correspond plus aux valeurs attendues.

Sollicitations simulées

Les composantes verticales des sollicitations simulées proviennent de la sélection (section 3.5.2) et sont d'autres accélérographes provenant de simulations aléatoires. Il est donc intéressant de faire des analyses en considérant l'ajout de la composante verticale (+) ainsi que son opposée (-). Le tableau B.7 en annexe présente les résultats détaillés obtenus. Le glissement critique est causé par l'ajout de la composante verticale (+) pour sept des onze sollicitations tandis que les autres voient leur glissement critique provoqué par la composante horizontale moins la verticale (-). La figure 4.5, dans laquelle les valeurs des cas critiques pour chaque sollicitation sont présentées, et le tableau B.5 montrent que le ratio entre le glissement moyen avec et sans composante verticale est de 1.4 autant pour les sollicitations étalonnées que modifiées spectralement.

4.6.5 Effets du nombre de sollicitations sélectionnées

Cette section s'attache à l'étude de l'effet du nombre de sollicitations utilisées sur le glissement du barrage à sa base. Trois possibilités sont évaluées : **1)** la moyenne des onze sollicitations sélectionnées et la moyenne des cinq maximums (excluant Iwate) comme le CNBC 2015 le recommande, **2)** la moyenne de cinq des onze sollicitations, recommandé par l'USACE et enfin **3)** le maximum de trois des onze sollicitations. Trois groupes de cinq sollicitations (5A à 5C) sont sélectionnées parmi les onze de manière aléatoire pour l'étude. Les cinq groupes de trois sollicitations (3A à 3E) sont sélectionnés aussi aléatoirement, mais en excluant les deux secousses provenant de Iwate, pour plus d'homogénéité dans les résultats.

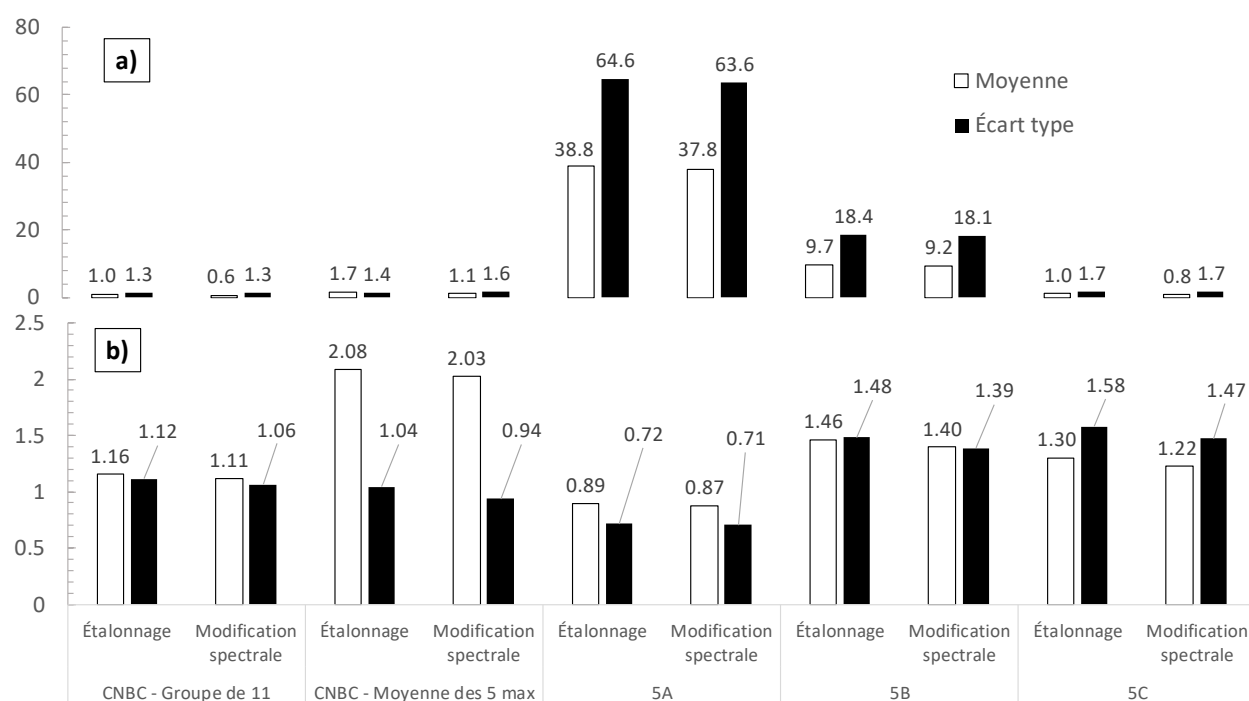


Figure 4.7: Résultats du glissement moyen [millimètres] en fonction des options 1) la moyenne des onze sollicitations sélectionnées et la moyenne des cinq maximums (excluant Iwate) et 2) la moyenne de cinq des onze sollicitations: a) sollicitations historiques, b) sollicitations synthétiques. La figure 4.7 présente les valeurs obtenues avec les options 1) et 2) décrites plus haut pour les sollicitations historiques et simulées, alors que les résultats de la troisième option sont présentés à la figure 4.8.

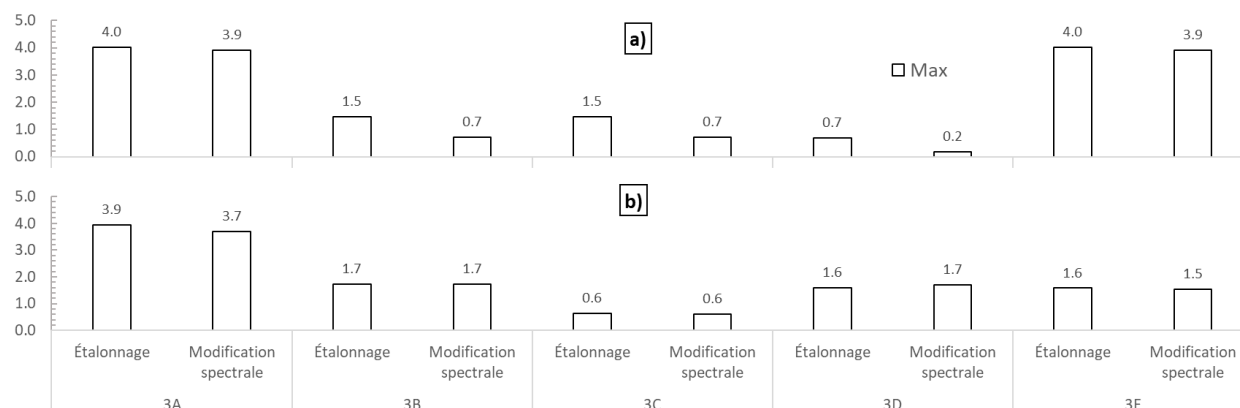


Figure 4.8: Résultats du glissement maximum [millimètres] provenant de l'option 3) le maximum de trois des onze sollicitations: a) sollicitations historiques, b) sollicitations synthétiques

Tableau 4.4: Comparaison des glissements minimum obtenus pour chaque option

Minimums obtenus [mm]		CNBC - sans Iwate 1 et 2	CNBC – moy. 5 max	Moyenne de 5	Max. de 3
Historiques	Étalonné	0.95	1.7	1.0	0.7
	Modif. Spectr.	0.6	1.1	0.8	0.2
Synthétiques	Étalonné	-	2.08	0.89	0.6
	Modif. Spectr.	-	2.03	0.87	0.6

Le tableau 4.4 présente le résumé du glissement minimum obtenu pour chaque option étudiée. En comparant les figures 4.7 et 4.8, les groupes de moyenne de cinq ou du maximum de trois sollicitations donnent globalement des glissements supérieurs à la moyenne des onze sollicitations. Néanmoins, dans certains cas, une valeur obtenue du glissement de la moyenne de cinq ou du maximum de trois sollicitations est inférieure à la moyenne comme le tableau 4.4 le montre. Selon ces résultats, utiliser onze sollicitations est la méthode la plus adéquate pour évaluer le glissement d'un barrage à sa base et cinq sollicitations semble être un minimum à considérer.

4.6.6 Effet du facteur d'intensité

Dans le cadre de cette étude, les accélérogrammes étalonnés et modifiés spectralement ne provoquent aucun glissement du barrage à sa base avec RS-DAM et un facteur d'intensité est donc nécessaire. Trois méthodes sont employées pour sélectionner le facteur d'intensité : **1)** $S_a(T_1)$, **2)** PGA et **3)** un scalaire unique pour toutes les sollicitations. Pour cette étude, trois sollicitations des onze sélectionnées sont utilisées, à savoir « Sparks 2 », « Sierra Madre » et « Duzce » permettant d'étudier la réponse de chaque méthode. Le calcul du facteur des deux premières méthodes s'effectue en ajustant le paramètre voulu (l'accélération spectrale de la période fondamentale S_a

(T_1) et l'accélération maximale au sol PGA) de chaque sollicitation à l'accélération (en g) choisie. Trois valeurs d'accélération sont employées pour $S_a(T_1)$: 0.4 g, 0.7 g et 1.1 g afin d'avoir une idée de l'amplitude nécessaire, alors que pour le PGA seule la valeur de 0.8 g est utilisée et le facteur scalaire de huit est choisi.

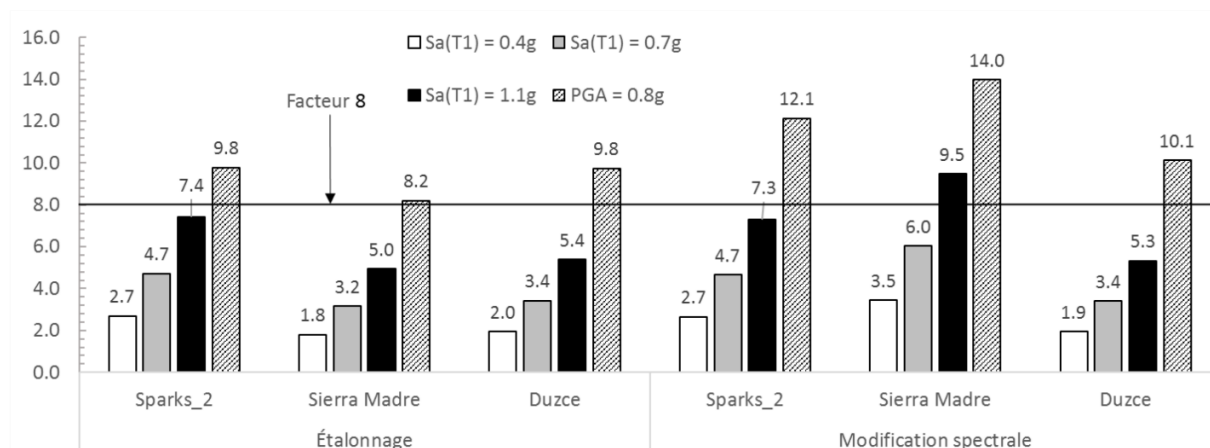


Figure 4.9 : Comparaison des valeurs des facteurs d'intensités en fonction de la méthode employée

La figure 4.9, qui compare les facteurs d'intensités obtenus, montre que des facteurs différents sont obtenus en fonction de la sollicitation, autant pour la méthode de $S_a(T_1)$ que celle du PGA. Le facteur de la secousse « Sierra Madre » calculé par la méthode $S_a(T_1)$ est 1.9 fois plus grand pour la modification spectrale que pour l'étalonnage et 1.7 fois plus grand par la méthode du PGA.

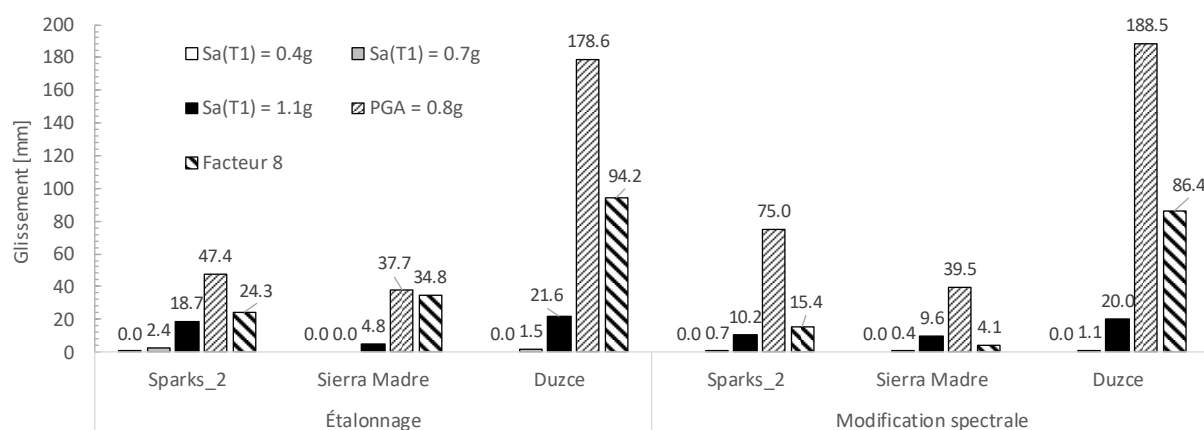


Figure 4.10: Comparaison du glissement résultant des différentes méthodes de sélection du facteur d'intensité

En se basant sur le facteur scalaire unique pour avoir une idée de la différence de glissement réelle obtenue (figure 4.10), il est possible de voir que le glissement résultant de la modification spectrale est plus petit que celui de l'étalonnage pour toutes les sollicitations. Cependant, le glissement dû aux trois sollicitations modifiées spectralement est plus grand que dans le cas de l'étalonnage à l'aide de la méthode du PGA. De plus, le glissement dû à la secousse « Sierra Madre » avec la méthode $S_a(T_1)$ est aussi plus grand (deux fois pour 1.1 g) dans le cas de la modification spectrale, comme le montre la figure 4.11 (gauche). Cette valeur provient de la différence de l'accélération spectrale à la période fondamentale du barrage entre les deux méthodes d'étalonnage (figure 4.11, droite). La méthode du facteur scalaire unique est donc la plus adéquate pour pouvoir comparer les résultats des onze sollicitations compte tenu des différences de contenu fréquentiel.

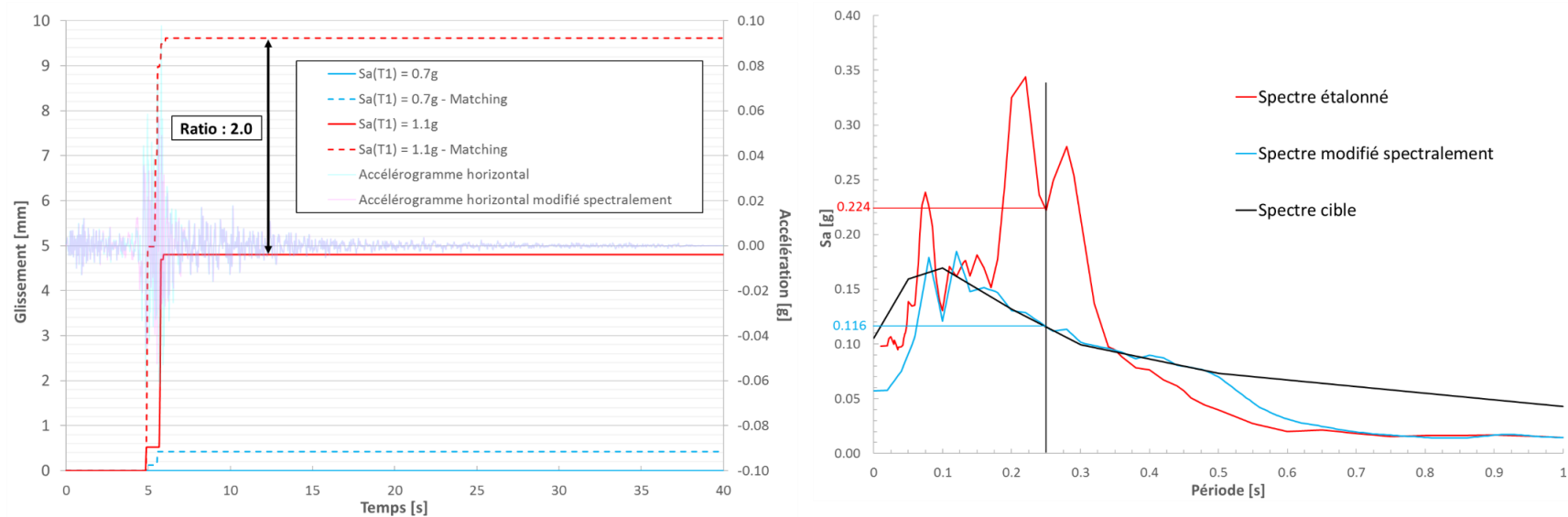


Figure 4.11: À gauche : glissement résultant de l'accélérogramme de « Sierra Madre » avec la méthode $S_a(T_1)$, à droite : comparaison des spectres étalonnés et modifiés spectralement de « Sierra Madre »

4.7 Conclusions et recommandations

Dans ce chapitre, les effets de plusieurs paramètres sur le glissement à la base du barrage Outardes-3 sont analysés avec le logiciel RS-DAM. Il est important de noter l'absence d'amplification dynamique étant donné que le logiciel utilise la dynamique des corps rigides.

Le glissement résiduel du barrage dû aux onze sollicitations historiques horizontales varie entre [0-150] mm pour une moyenne de 18 mm. Les sollicitations synthétiques provoquent un glissement compris entre [0.13-5.9] mm et en moyenne 1.35 mm. Si les résultats des sollicitations d'Iwate sont retirés dans le cas des sollicitations historiques, les valeurs de glissement sont comprises entre [0-5.9] mm et la moyenne vaut 0.9 mm ce qui est comparable aux glissements obtenus des sollicitations synthétiques. Les résultats démontrent que l'utilisation de sollicitations synthétiques est adéquate pour étudier le glissement du barrage. De plus, les secousses provenant d'Iwate provoquent des glissements très importants et sont donc rejetées. Les valeurs de l'intensité d'Arias et du CAV de ces sollicitations sont deux à cinq fois plus grandes que la moyenne des autres. La sélection des sollicitations ne peut donc pas se baser uniquement sur la correspondance avec le spectre cible et ces paramètres supplémentaires peuvent être employés comme indicateurs.

Le déplacement maximum provenant des sollicitations historiques pour l'étalonnage et la modification spectrale vaut respectivement 5.9 mm et 5.6 mm, tandis qu'il vaut 5.9 mm et 5.4 mm pour les synthétiques. Pour l'ensemble des sollicitations, en moyenne, le ratio du glissement entre les sollicitations modifiées spectralement et celles étalonnées vaut 0.96. Globalement, le fait d'utiliser la modification spectrale n'affecte donc pas le potentiel de glissement du barrage. La clause 2.2.2 de l'annexe J du CNBC 2015 (110 % du spectre) est alors inadéquate pour l'utilisation de la modification spectrale dans cette étude.

Concernant le choix du nombre de scénarios pour l'étalonnage des sollicitations historiques étalonnées, le ratio de la moyenne des facteurs d'étalonnage entre trois scénarios et un seul vaut 1.2, mais le glissement moyen n'est pas affecté. Un seul scénario pour le spectre cible lors de l'étalonnage semble donc adéquat.

Peu importe le type de sollicitations, le glissement maximum du barrage passe de 4 mm à 5.9 mm lorsque la composante verticale est ajoutée. Pour les sollicitations historiques, le ratio du glissement moyen avec et sans composante verticale vaut 1.2 pour l'étalonnage et 1.3 pour la modification

spectrale. La considération de la composante verticale provoque donc une augmentation de l'ordre de 25 %. Pour les secousses synthétiques, ce ratio vaut 1.4, quelle que soit la méthode d'étalonnage. La composante verticale doit donc être considérée dans une analyse de glissement. Pour les sollicitations synthétiques, le glissement résiduel maximum varie en fonction du signe de la composante verticale. Il est donc recommandé d'évaluer les deux combinaisons H+V et H-V.

L'utilisation de onze sollicitations étalonnées donne des résultats de glissement plus fiable [historiques (H) : 0.95 mm (moy. 11), 1.7 mm (moy. max 5); synthétiques (S) : 1.2 mm (moy. 11), 2.0 mm (moy. max 5)] que le maximum de trois [H : 0.7 mm, S : 0.6 mm] ou la moyenne de cinq [H : 1.0 mm, S : 0.9 mm] et cette conclusion est valable pour la modification spectrale aussi. Le jeu de données utilisé montre des résultats semblables entre la moyenne de cinq résultats et le maximum de trois résultats. À la vue des résultats, l'utilisation de onze sollicitations comme le recommande l'annexe J du CNBC 2015 est la méthode la plus adéquate et l'utilisation de cinq sollicitations est un minimum à considérer. La modification spectrale ne permet donc pas de réduire le nombre de sollicitations employées.

Une variabilité importante est obtenue entre les facteurs de modification de l'intensité sismique de la méthode $S_a(T_1)$ [étalonnage (E) : 5, modification spectrale (M) : 9.5] et de celle du PGA [E : 5.2, M : 14] selon les méthodes d'étalonnage. Le fait que la méthode $S_a(T_1)$ soit dépendante du contenu fréquentiel des sollicitations et que la méthode du PGA dépende des caractéristiques de chaque sollicitation ne convient pas à une analyse comparative du glissement, contrairement à un facteur scalaire unique. Les périodes courtes [0.05 s – 0.5 s], soit l'intervalle dans lequel se situe la majorité des périodes fondamentales des barrages en béton, sont sensibles au choix du facteur d'intensité, alors que le troisième scénario (périodes longues [0.5 s – 1.0 s]) ne l'est pas.

CHAPITRE 5 EFFETS DE LA SÉLECTION ET DE L'ÉTALONNAGE DES SÉISMES SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES BARRAGES- POIDS : MODÈLE FLEXIBLE

5.1 Introduction

Après avoir étudié les effets de la sélection et de l'étalonnage des séismes sur un modèle utilisant la dynamique des corps rigides (RS-DAM), cette section présente l'étude de ces effets sur un modèle flexible ainsi que sur un modèle de corps rigide de la crête. Dans un premier temps, l'étude est faite sur un modèle linéaire élastique à l'aide de SAP2000 afin d'obtenir les contraintes maximales de traction et l'amplification dynamique à la crête. Ensuite, à l'aide des accélérations absolues agissant sous le bloc de la crête, tirées du modèle SAP2000, le glissement résiduel de celle-ci est évalué à l'aide d'un modèle de corps rigide du bloc fissuré avec RS-DAM.

5.2 Modèles du barrage

Dans cette section, deux modèles différents sont employés pour l'étude. Le premier est un modèle du plot complet linéaire élastique réalisé par éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000. Le second est un modèle de corps rigide réalisé avec le logiciel RS-DAM qui représente le bloc fissuré de la crête et permet d'évaluer le glissement résiduel.

5.2.1 Modèle flexible – SAP2000

Géométrie et maillage du système

Le modèle flexible linéaire élastique du plot H du barrage est développé à l'aide du logiciel SAP2000. La géométrie et le maillage du modèle (figure 5.1) sont tirés et adapté du modèle 3D réalisé par Bernier (2015) dans le logiciel LS-Dyna respectant la géométrie réelle du barrage disponible à la figure 4.1 **b**). Le modèle possède 465 éléments hexaédriques représentant le barrage et 64 pour la fondation. Des éléments 2D à déformations planes de 14.2 m d'épaisseur (comme celle du plot) sont utilisés. Le maillage du barrage se raffine deux fois du bas vers le haut avec des éléments de transitions. L'analyse du modèle se fait uniquement dans le plan et les éléments de la fondation sont encastrés à la base et sur les faces.

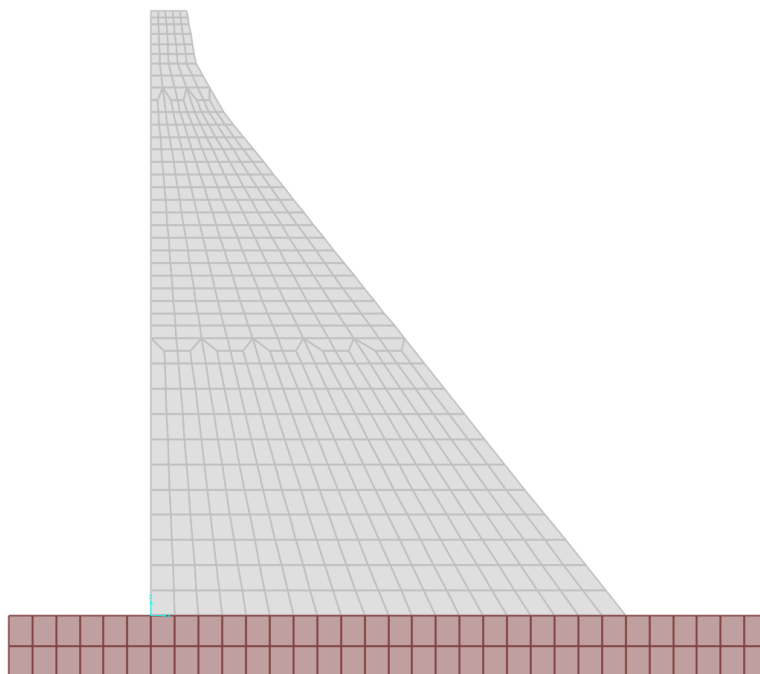


Figure 5.1: Modèle du barrage et de la fondation

Matériaux

Que ce soit pour le béton ou le roc (supposé très rigide), des matériaux linéaires élastiques sont utilisés pour modéliser le comportement du barrage. Les propriétés des matériaux sont résumées au tableau 5.1 ci-dessous.

Tableau 5.1: Propriétés des matériaux du modèle SAP2000 linéaire élastique

Matériaux	Béton	Roc
Masse volumique ρ [kg/m ³]	2400	2400
Module d'élasticité E [MPa]	32000	75000
Coefficient de Poisson ν	0.2	0.3

Chargements

Deux types de chargement sont appliqués sur le modèle au cours des analyses. La première partie du chargement est du type statique et comprend :

- Le poids propre du barrage qui est pris en compte par le logiciel avec les masses volumiques,

- La force hydrostatique calculée avec une hauteur de réservoir considérée constante à 76.6 m et appliquée en termes de forces à chaque nœud de la face amont.

La seconde partie du chargement appliquée après la première est de nature dynamique et comporte :

- La force hydrodynamique modélisée à l'aide des masses ajoutées de Westergaard appliquées aux nœuds de la face amont,
- La sollicitation sismique appliquée à la base de la fondation sous forme d'accéléérations horizontales et verticales pour lesquelles aucune déconvolution n'est nécessaire étant donnée la dimension de la fondation et sa très grande rigidité.

Le calcul se fait selon une analyse temporelle linéaire modale avec un pas de temps intégrant les modes de vibrations correspondant à 90 % de modale effective en direction horizontale et verticale. L'analyse modale est préférée à la méthode d'intégration directe, car beaucoup plus rapide pour des résultats similaires. Les sous-pressions, les charges de glace et l'effet de la sédimentation sont négligés pour ce modèle.

Caractéristiques dynamiques

Le système global possède un amortissement de 5 %. À partir de l'analyse modale effectuée par le logiciel, une période fondamentale de vibration de 0.225 sec est calculée. Cette période fondamentale est plus faible que celle évaluée avec CADAM (0.253 s : tableau 4.1) étant donné les dimensions plus petites de la fondation qui rigidifient le modèle. Les cinq premiers modes de vibration ainsi que leurs masses modales effectives sont présentés au tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Caractéristiques dynamiques du modèle SAP2000 tirées de l'analyse modale

Mode	Période [s]	Fréquence [Hz]	Masse modale effective	
			Horizontale	Verticale
1	0.225	4.44	0.380	0.009
2	0.100	9.97	0.240	0.001
3	0.063	15.8	0.066	0.420
4	0.059	16.9	0.062	0.120
5	0.041	24.2	0.044	0.000

T ₁ [s]	T _{90%} [s]
0.225	0.005

Il est nécessaire d'aller jusqu'au 112^e mode de vibration pour obtenir 90 % de la masse modale effective dans les deux directions, la période de ce mode vaut 0.005 seconde.

5.2.2 Modèle de corps rigide du bloc fissuré de la crête – RS-DAM

Après avoir analysé le glissement à la base du barrage avec le logiciel RS-DAM, un des objectifs de cette section est d'évaluer le glissement à la crête du barrage. En effet, comme décrit dans la revue de la littérature, les barrages-poids ont tendance à fissurer à la base du barrage ainsi qu'au changement de géométrie à la crête. La géométrie du bloc fissuré de la crête modélisée dans RS-DAM est expliquée à la figure 5.2 et fait 13.1 m de hauteur pour 9.38 m à la base.

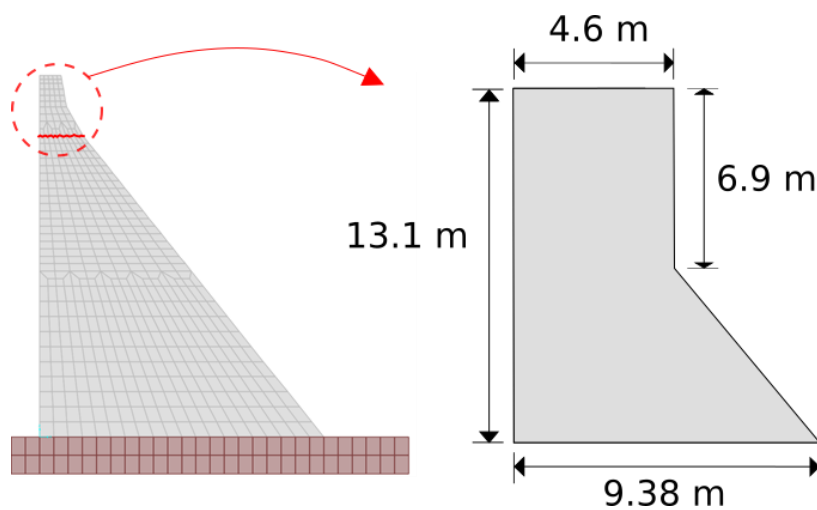


Figure 5.2: Schéma du bloc fissuré de la crête modélisé dans RS-Dam

Les propriétés des matériaux, la hauteur du réservoir et les méthodes d'analyses (glissement et rotation) sont les mêmes que le modèle du plot entier présenté à la section 4.4. Une différence notable est la force de sous-pression qui a été recalculée pour correspondre à la nouvelle géométrie et vaut 7 447 921 N. La distribution de la charge des sous-pressions est linéaire afin de considérer le cas le plus critique dans l'éventualité où le drain est inactif à cause du déplacement important du bloc de la crête

5.3 Effets de la sélection et de l'étalonnage sur la réponse sismique : étude paramétrique

De manière similaire au chapitre précédent, une étude paramétrique est réalisée à l'aide des sollicitations historiques et synthétiques, étalonnées et modifiées spectralement dans le but de caractériser l'effet de ces méthodes sur le glissement du barrage à la crête. L'étude est faite en deux

étapes : 1) Analyse du modèle flexible (SAP2000), 2) Évaluation du glissement de la crête (RS-DAM) avec les accélérogrammes extraits du modèle flexible sous le bloc de la crête.

5.3.1 Sélection des accélérogrammes

L'ensemble des sollicitations, hormis les accélérogrammes historiques provenant du séisme Iwate (1 et 2), étalonnées et modifiées spectralement est employé pour l'étude paramétrique. À partir des conclusions tirées des chapitres 3 et 4, les deux accélérogrammes Iwate 1 et Iwate 2 considérés hors-normes sont retirés de l'étude. Le tableau 5.3 donne le nombre d'accélérogrammes utilisés pour l'étude.

Tableau 5.3: Nombre de sollicitations choisies pour l'étude paramétrique

Type de sollicitation	Horizontal		Vertical	
	MSE	Modification spectrale	MSE	Modification spectrale
Historique	9	9	9	9
Synthétique	11	11	11	11
Nombre total d'analyses	80			

Toujours dans l'optique de suivre les recommandations du CNBC 2015, les analyses sont effectuées en utilisant l'ensemble des accélérogrammes, puis les cinq accélérogrammes donnant les réponses maximums seront retenus pour l'étude. L'objectif de cette étude est de caractériser les effets

de :

1. accélérogramme historique VS synthétique
2. la modification spectrale
3. l'accélération verticale

sur :

- les contraintes de traction
- un indicateur de glissement
- le glissement à la crête

5.3.2 Indicateurs de performances

Le modèle flexible du barrage (SAP2000) ne permet pas d'évaluer le glissement à la crête directement, mais plusieurs indicateurs sont utilisés pour prédire le glissement potentiel causé par chaque accélérogramme. Trois indicateurs sont étudiés :

- les contraintes en traction,
- un indicateur de glissement qui fait intervenir le facteur de sécurité au glissement,
- l'accélération au point de contrôle « J » sous le bloc de la crête.

Contraintes

Avant que le glissement du barrage ne survienne, la fissuration complète du béton est requise, soit d'une face à l'autre. Le béton possède une résistance à la traction faible qui se traduit par de la fissuration lorsque la contrainte appliquée dépasse la résistance. Le modèle flexible élastique ne permet pas la fissuration du béton, mais le suivi de la contrainte de traction permet de prédire quels seront les accélérographes susceptibles de causer le plus de fissuration et donc potentiellement de glissement. Sur l'ensemble du maillage du barrage, trois éléments clés sont retenus pour évaluer les contraintes : le premier à la base du barrage amont, le second et le troisième sous le plan de fissuration respectivement à l'amont et à l'aval comme décrit à la figure 5.3.

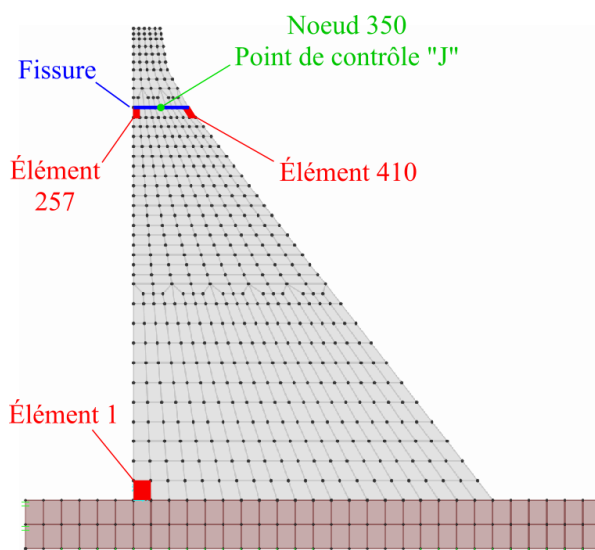


Figure 5.3: Schéma des éléments étudiés en traction et de la fissure du modèle de barrage flexible

Indicateur de glissement

Dans cette étude, l'indicateur glissement est évalué pour le bloc fissuré de la crête. Si l'on considère que la fissuration à la crête s'étend de l'amont à l'aval ou inversement, il y a glissement de la crête lorsque les forces de cisaillement appliquées sont plus élevées que les forces de friction résistantes (facteur de sécurité contre le glissement inférieur à 1). Cependant, puisque les sollicitations sont des accélérations horizontales et verticales changeant de direction très rapidement, le glissement

ne se poursuit que pour un bref instant lorsque la charge appliquée dépasse la force résistante. L'indicateur de glissement correspond à l'aire cumulative du ratio $\frac{\text{forces résistantes}}{\text{forces appliquées}}$ qui se trouve sous l'unité, comme décrit à la figure 5.4.

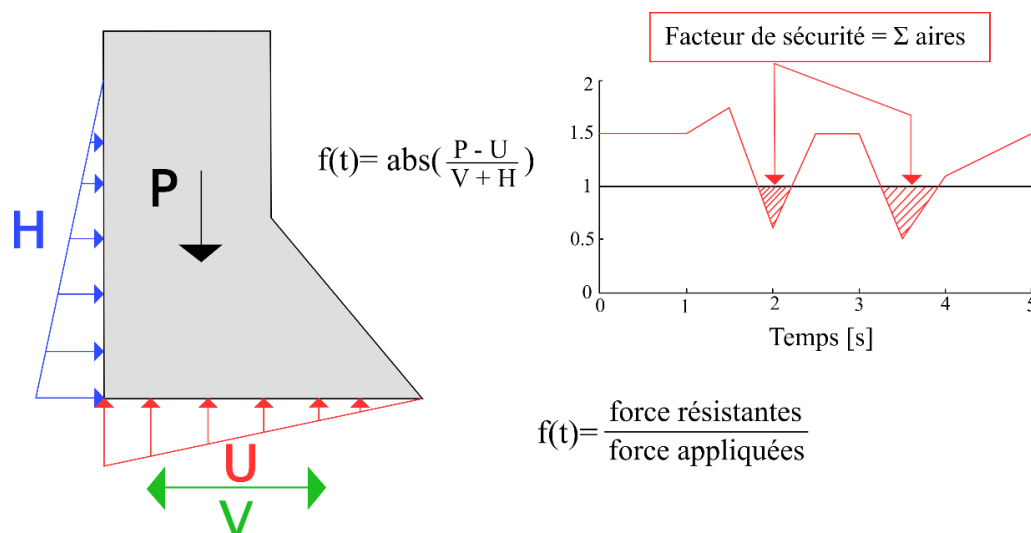


Figure 5.4: Schéma explicatif de l'indicateur de glissement du bloc fissuré

Les forces résistantes sont composées du poids du bloc de la crête auquel sont soustraites les forces de sous-pression qui varient de 100 % à l'amont à 0 % à l'aval considérant que le glissement a bouché le drain. On suppose alors un angle de friction de 45 degrés ($\tan 45^\circ = 1$) le long du plan de glissement. Les forces appliquées sont représentées par le cisaillement produit par la sollicitation sismique et la poussée hydrostatique. Le poids du bloc et le cisaillement à la base évoluent en fonction du temps et sont extraits à partir d'une coupe de la section du bloc à chaque pas de temps, alors que les sous-pressions sont considérées constantes au long de l'analyse.

Accélération au point de contrôle « J »

Le dernier indicateur de performance est l'accélération au point de contrôle « J » qui est le nœud directement en dessous du bloc de la crête au centre du barrage comme représenté à la figure 5.3. À partir de l'accélération sous le bloc, il est possible de comparer ces paramètres avec ceux de l'accélération à la base pour obtenir une idée de l'amplification dynamique à la crête pour chaque sollicitation. De plus, les accélérations absolues au point « J » sont utilisées comme sollicitations dans le modèle du bloc fissuré à la crête dans le logiciel RS-DAM pour évaluer le glissement résiduel.

5.3.3 Utilisation d'accélérogrammes modifiés

Le glissement résiduel de la crête est obtenu avec le logiciel RS-DAM dans lequel est modélisé le bloc fissuré de la crête. Les sollicitations dynamiques d'entrées sont appliquées à la base du modèle par le logiciel, soit à la base du bloc de la crête. Dans l'objectif de tenir compte de l'amplification dynamique subie par la crête du barrage, les accélérogrammes d'entrées dans RS-DAM sont les accélérations absolues au point de contrôle « J » précédemment extraites de SAP2000. Le tableau 5.4 présente les résultats obtenus du ratio entre l'accélération au point « J » et celle à la base pour les principaux paramètres d'intérêt pour le glissement comme discuté au chapitre 3.

Tableau 5.4: Résumé des ratios entre les paramètres des accélérations au point de contrôle "J" et des accélérations à la base

Sollicitations historiques	Horizontal*						Vertical*					
	PGA		AI		CAV		PGA		AI		CAV	
	É**	MS	É	MS	É	MS	É	MS	É	MS	É	MS
Val Des Bois	2.05	2.07	1.94	1.99	1.36	1.36	4.60	4.65	20.0	19.2	4.47	4.42
Sparks (1)	4.47	5.52	49.5	51.9	7.71	7.76	2.51	2.54	11.4	11.1	3.67	3.60
Sparks (2)	3.94	4.23	6.26	6.69	2.35	2.39	5.88	5.19	27.6	27.1	4.87	4.85
Morgan Hill	4.09	3.57	23.3	18.6	4.77	4.46	3.71	3.25	14.9	15.3	3.72	3.69
Sierra Madre	5.28	3.81	45.6	23.9	5.64	4.79	7.02	4.27	26.6	14.3	4.23	3.62
Whittier Narows	2.67	3.67	16.1	19.0	4.61	4.78	3.21	3.04	14.4	14.2	3.88	3.82
Loma Prieta (1)	1.78	2.11	3.80	4.52	2.13	2.27	1.54	1.57	2.3	2.3	1.52	1.51
Loma Prieta (2)	2.31	2.50	9.41	10.5	3.00	3.09	3.01	2.48	7.5	6.7	2.71	2.60
Duzce, Turquie	4.63	4.83	23.7	24.5	4.51	4.58	4.91	5.71	9.7	10.8	2.81	2.93
Moyenne	3.47	3.59	19.9	18.0	4.01	3.94	4.04	3.63	14.9	13.4	3.54	3.45

Sollicitations synthétiques	Horizontal*						Vertical*					
	PGA*		AI		CAV		PGA		AI		CAV	
	É**	MS	É	MS	É	MS	É	MS	É	MS	É	MS
6a2, 21	1.79	1.66	7.72	7.61	3.11	3.10	3.40	4.46	19.2	19.8	4.54	4.63
6a2, 31	1.79	1.90	6.39	6.51	2.60	2.62	4.37	3.61	18.6	17.1	4.31	4.17
6a2, 40	3.23	3.24	27.4	27.5	5.49	5.48	5.15	4.03	27.2	22.1	4.85	4.56
6a1, 35	1.90	2.05	6.79	7.24	2.63	2.67	3.05	3.29	15.6	17.7	5.71	5.88
6a1, 38	1.61	1.54	6.32	8.52	2.99	3.53	2.30	2.55	14.6	16.6	4.17	4.41
6a2, 35	1.82	2.02	7.53	8.63	2.94	3.09	3.14	3.68	15.8	16.7	3.91	3.99
7a1, 31	2.06	1.95	6.98	6.98	2.73	2.72	3.60	3.88	16.9	17.1	4.13	4.11
7a1, 42	2.37	2.34	9.22	9.24	3.08	3.10	3.66	3.17	16.2	16.4	4.10	4.12
7a2, 24	3.41	3.47	13.2	13.2	3.74	3.74	5.20	5.73	20.5	20.9	4.55	4.56
7a2, 40	3.27	3.29	10.4	10.4	3.34	3.33	4.83	5.19	27.9	28.9	4.98	4.99
7a2, 45	3.56	3.43	13.4	13.5	3.64	3.62	4.23	4.11	16.6	17.0	4.36	4.40
Moyenne	2.44	2.45	10.5	10.9	3.30	3.36	3.90	3.97	19.0	19.1	4.51	4.53

*Ratio entre les valeurs des paramètres : [au point "J"] / [à la base du barrage].

**É : Étalonnage, MS : Modification spectrale

D'une manière générale, l'effet de l'amplification dynamique est bien présent au point de contrôle « J » étant donné que chaque ratio est plus grand que l'unité. Les ratios obtenus du PGA et du CAV possèdent des ordres de grandeur similaires, alors que celui de l'intensité d'Arias AI est plus élevé considérant que le carré de l'accélération est intégré. Les ratios de la modification spectrale étant semblables à ceux de l'étalonnage, la modification spectrale n'affecte donc pas l'amplification dynamique à la crête du barrage. Le ratio entre les valeurs des sollicitations horizontales historiques et synthétiques varie entre 1.2 et 1.5 alors que le même ratio pour l'accélération vertical varie entre 0.7 et 1. Les sollicitations synthétiques horizontales sont moins sensibles à l'amplification dynamique que les historiques, alors que c'est l'inverse pour les accélérogrammes verticaux. Le ratio entre les valeurs des sollicitations simulées verticales et horizontales varie entre 1.3 et 1.8 alors qu'il varie entre 0.8 et 1.2 pour les historiques. Les sollicitations simulées verticales sont plus amplifiées que les horizontales. Enfin, pour la suite de l'étude un facteur d'intensité de 1.5 est utilisé pour chaque accélérogramme dans l'étude paramétrique du glissement avec RS-DAM dans le but d'avoir un glissement plus important et ainsi permettre une comparaison plus représentative des effets de chaque paramètre.

5.4 Analyse paramétrique : réponse sismique

Dans cette section, les résultats des analyses paramétriques sont présentés. Comme décrit à la section 5.3.1, il s'agit de caractériser les effets des trois phénomènes étudiés (1-accélérogramme historique vs synthétique; 2- modification spectrale; 3- accélération verticale) sur les contraintes maximales de traction, l'indicateur de glissement et le glissement résiduel du bloc fissuré à la crête. Seules les cinq valeurs maximums des paramètres caractérisant la réponse sont retenues pour l'analyse détaillée. Le tableau 5.5 présente les résultats des moyennes de ces cinq valeurs maximums pour chacun des paramètres. Les trois paramètres étudiés sont représentés dans les sous-sections suivantes (1-contraintes, 2-indicateur de glissement, 3-glissement [mm]). À des fins de clarté, les résultats présentés dans les sections suivantes sont exprimés sous forme de ratios permettant ainsi d'évaluer les effets de chaque phénomène sur les trois paramètres étudiés.

Tableau 5.5: Résumé des moyennes des cinq valeurs maximums de chaque paramètre en fonction des types d'accélérogrammes, de la méthode d'étalonnage et de la composante utilisée

			Contraintes [MPa]			Indicateur de glissement	Glissement à la crête [mm]
			Élément 1	Élément 257	Élément 410		
Historique	Étalonnage	Horizontal	1.43	0.54	0.58	0.46	35.8
		Horizontal + Vertical	1.44	0.55	0.58	0.48	56.4
	Modification spectrale	Horizontal	1.15	0.38	0.43	0.31	15.5
		Horizontal + Vertical	1.15	0.38	0.44	0.33	28.8
Simulé	Étalonnage	Horizontal	1.12	0.60	0.52	0.30	7.95
		Horizontal + Vertical	1.17	0.64	0.54	0.37	18.5
	Modification spectrale	Horizontal	1.12	0.61	0.52	0.30	7.97
		Horizontal + Vertical	1.16	0.66	0.54	0.36	18.4

5.4.1 Accélérogrammes historiques VS synthétiques

Dans un premier temps, il est d'intérêt de savoir si le barrage se comporte de manière similaire lorsque des sollicitations synthétiques et historiques sont employées. La figure 5.5 présente les ratios entre les résultats provenant des sollicitations synthétiques et ceux des historiques pour les trois paramètres étudiés.

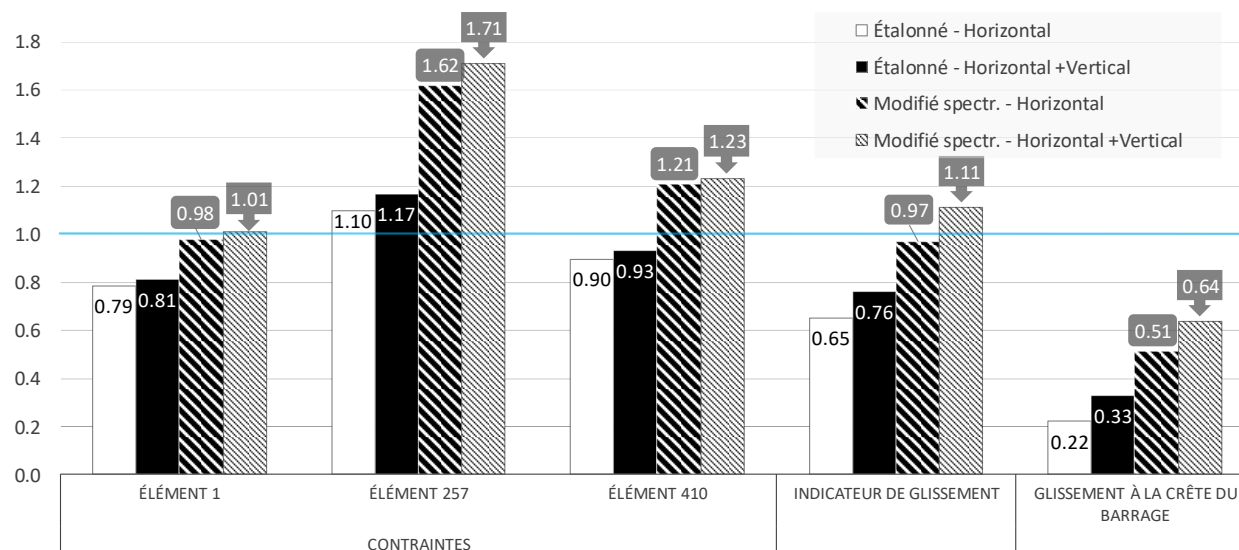


Figure 5.5: Ratio des valeurs des paramètres : accélérogrammes synthétiques / historiques

En ce qui concerne les contraintes, les résultats varient en fonction des éléments étudiés. Dans l'ensemble, les sollicitations simulées provoquent des contraintes semblables aux sollicitations historiques. Le ratio des contraintes de l'élément 1 dû aux sollicitations étalonnées entre

synthétiques et historiques vaut 0.8 alors que pour celles résultantes des accélérogrammes modifiés spectralement les ratios valent respectivement 1.6 (H) - 1.7 (H+V) et 1.2 (H et H+V) pour les éléments 257 et 410. Le ratio de l'indicateur de glissement est proche de l'unité (0.97 [H], 1.11 [H+V]) pour les accélérogrammes modifiés spectralement alors qu'il vaut 0.65 (H) - 0.76 (H+V) pour ceux étalonnés. Les accélérogrammes étalonnés synthétiques provoquent des glissements jusqu'à quatre fois moins important que les historiques et jusqu'à deux fois moins important lorsque les accélérogrammes sont modifiés spectralement.

Finalement, les contraintes sont globalement similaires entre accélérogrammes historiques et synthétiques à l'exception des contraintes de l'élément 257 plus importantes pour les sollicitations synthétiques modifiées spectralement. Les sollicitations synthétiques produisent de 1.5 à quatre fois moins de glissement que celles historiques à la crête du barrage. Le ratio de l'indicateur de glissement des accélérogrammes étalonnés plus petit que l'unité suppose un glissement plus important pour les sollicitations historiques que synthétiques (puisque plus cet indicateur augmente plus le glissement est censé augmenter). Cependant, les résultats des accélérogrammes modifiés spectralement proche de l'unité montrent le contraire.

5.4.2 Effet de la modification spectrale

La seconde partie de cette étude consiste à déterminer si la modification spectrale a un effet sur le glissement du barrage à la crête. La figure 5.6 présente les ratios entre les valeurs résultantes des accélérogrammes modifiés spectralement et étalonnés pour chacun des trois paramètres. L'ensemble des ratios des sollicitations simulées avec modification spectrale par rapport à l'étalonnage (MSE) étant très proche de l'unité, il est possible de conclure que la modification spectrale n'affecte pas le glissement à la crête lorsque des sollicitations synthétiques sont employées. Les ratios des contraintes provenant des sollicitations historiques sont compris entre 0.7 et 0.8. L'indicateur de glissement n'est pas affecté par la modification spectrale autant pour les accélérogrammes historiques que synthétiques. Cependant, les ratios du glissement à la crête des accélérogrammes historiques horizontal seul et horizontal + vertical vaut 0.4 et 0.5. En conclusion, la modification spectrale n'affecte aucun des paramètres étudiés lorsqu'il s'agit d'accélérogrammes synthétiques. Néanmoins, lorsque des sollicitations historiques sont employées, les contraintes résultantes des accélérogrammes modifiés spectralement sont réduites d'un tiers et le glissement à la crête de moitié comparés aux accélérogrammes étalonnés.

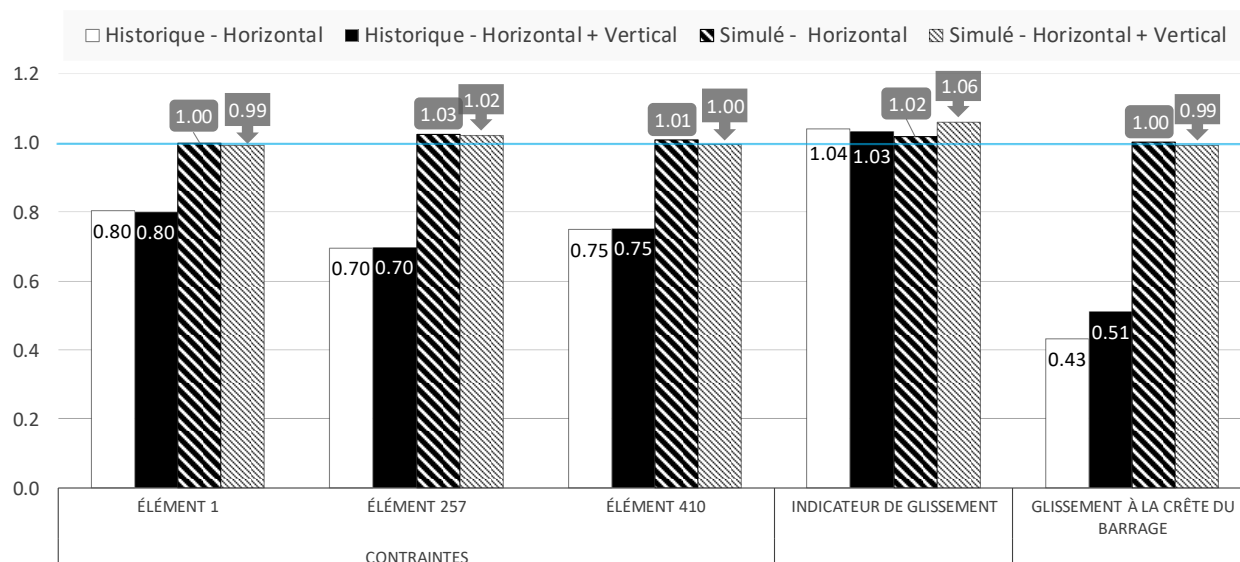


Figure 5.6: Ratio des valeurs des paramètres : modification spectrale / étalonnage

5.4.3 Effet de l'accélération verticale

La dernière partie de cette étude paramétrique concerne l'effet de l'accélération verticale. De manière semblable aux sections précédentes, les résultats sont présentés sous forme de ratios entre les résultats avec et sans considérer l'accélération verticale selon chaque paramètre à la figure 5.7.

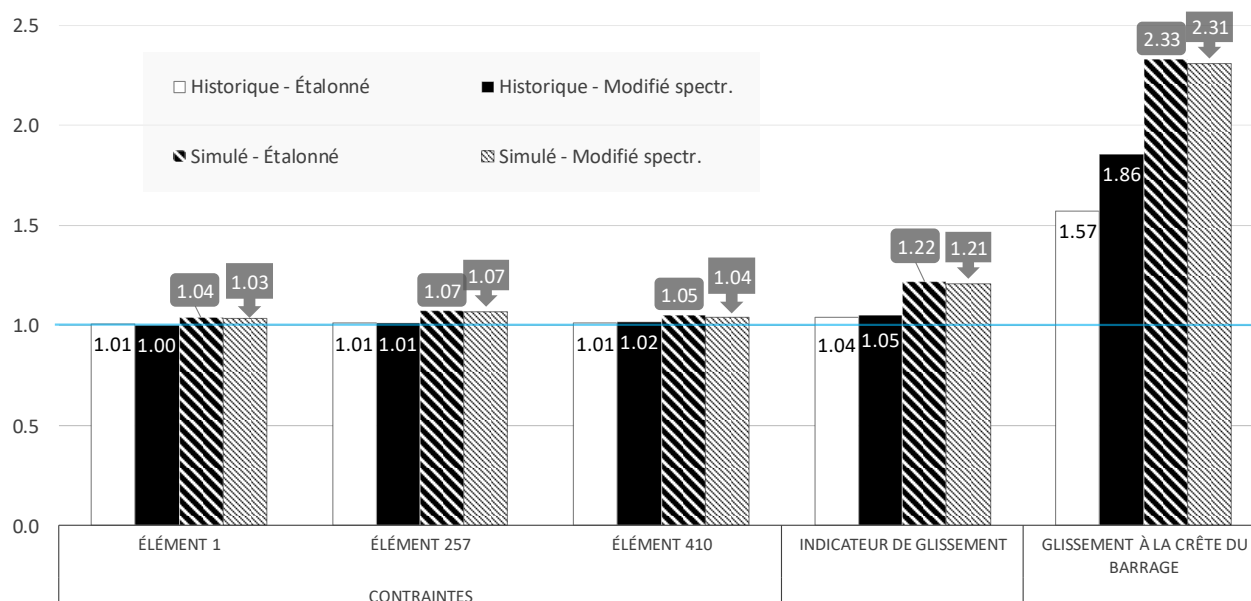


Figure 5.7: Ratio des valeurs des paramètres : avec accélération verticale / sans acc. verticale

Qu'il s'agisse de l'élément 1, 257 ou 410, les ratios entre les contraintes avec et sans l'accélération verticale sont compris entre 1.0 et 1.07 autant pour les sollicitations historiques que synthétiques. L'accélération verticale n'affecte donc ni les contraintes de traction à la base ni à la crête. Le ratio de l'indicateur de glissement est proche de l'unité pour les sollicitations historiques et vaut 1.2 pour les synthétiques. Comme prévu par l'indicateur, le glissement à la crête dû aux sollicitations synthétiques considérant l'accélération verticale est 2.3 fois plus grand que le glissement dû à l'accélération horizontale uniquement. Contrairement à la prédiction de l'indicateur, pour les sollicitations historiques, le ratio du glissement entre avec et sans l'accélération verticale vaut 1.57 (étalonné) et 1.86 (modifié spectralement).

En résumé, l'accélération verticale n'affecte pas les contraintes de traction des éléments considérés ni l'indicateur de glissement des sollicitations historiques pour ce barrage. Le glissement à la crête du barrage est 2.3 fois plus important pour les sollicitations synthétiques et 1.7 fois plus pour les historiques lorsque l'accélération verticale est considérée.

5.5 Conclusions et recommandations

Dans ce chapitre, une étude paramétrique est conduite sur le glissement du bloc fissuré de la crête du barrage. Dans un premier temps les analyses sont effectuées sur un modèle élastique flexible du barrage par éléments finis. De ce modèle, les contraintes et l'accélération au point de contrôle "J" situé sous le bloc fissuré sont extraites et l'indicateur de glissement est calculé pour chaque cas. Le glissement de la crête est enfin évalué avec un modèle de corps rigide représentant le bloc fissuré de la crête en utilisant les accélérations absolues précédemment extraites et amplifiées par un facteur de 1.5. Pour chaque groupe de onze accélérogrammes utilisés, la moyenne des cinq valeurs maximales est employée comme recommandé par le CNBC 2015.

Les contraintes de tractions de l'élément à la base amont du barrage (élément 1) sont de deux à trois fois plus importantes que celles des éléments à la crête (257 et 410) attribuable aux concentrations de contraintes au du pied amont du barrage. Les contraintes de traction varient entre 0.2 et 1.9 MPa pour les trois éléments à l'étude. L'indicateur de glissement est compris entre 0.07 et 0.94 selon les sollicitations, alors que le glissement résiduel à la crête varie entre 0.3 et 102 millimètres.

Dans un premier temps, l'utilisation d'accélérogrammes synthétiques est comparée à celle d'accélérogrammes historiques. Bien que les contraintes entre les deux types d'accélérogrammes soient globalement semblables, le glissement à la crête dû aux accélérogrammes synthétiques est 1.5 à 4 fois plus faible que celui dû aux historiques que ce soit pour l'étalonnage (MSE) ou la modification spectrale. Les ratios de l'indicateur de glissement entre accélérogrammes synthétiques et historiques horizontal seul et horizontale + verticale vaut 0.65 et 0.76 pour les sollicitations étalonnées alors qu'il est proche de l'unité pour la modification spectrale. L'indicateur n'est donc pas en mesure de prédire la différence de glissement entre accélérogrammes synthétiques et historiques modifiés spectralement.

La deuxième partie de l'étude concerne l'effet de la modification spectrale sur les trois indicateurs étudiés soient 1- les contraintes; 2- l'indicateur de glissement; et le 3- glissement résiduel à la crête. Pour les trois indicateurs étudiés, le ratio entre accélérogrammes synthétiques modifiés spectralement et étalonnés varie entre 0.99 et 1.06. La modification spectrale n'affecte donc aucun des indicateurs étudiés lorsqu'il s'agit d'accélérogrammes synthétiques. Cependant, lorsque des sollicitations historiques sont employées, ce ratio varie entre 0.7 et 0.8 pour les contraintes et vaut 0.45 en moyenne en ce qui concerne le glissement à la crête alors que le ratio de l'indicateur de glissement est proche de l'unité. L'indicateur de glissement n'est encore une fois pas capable de prédire la différence de glissement obtenu. La modification spectrale provoque donc une baisse moyenne d'un tiers des contraintes de traction et de proche de la moitié du glissement résiduel à la crête lorsqu'elle est appliquée sur des accélérogrammes historiques.

La dernière partie de l'étude paramétrique concerne l'effet de l'accélération verticale sur la contrainte, l'indicateur de glissement et le glissement résiduel à la crête. Les contraintes de traction des trois éléments finis étudiés ne sont pas affectées par l'utilisation de l'accélération verticale étant donné des ratios variant de 1.0 à 1.07 entre avec et sans la composante verticale. Ce même ratio concernant l'indicateur de glissement vaut 1.05 pour les sollicitations historiques et 1.2 pour les sollicitations synthétiques. Le glissement résiduel à la crête est 1.6 à 1.9 fois plus important dans le cas des sollicitations historiques et 2.3 fois plus pour les sollicitations synthétiques lorsque l'accélération verticale est considérée. Bien que les contraintes de traction à la base et à la crête du barrage ne soient pas influencées par les accélérations verticales, le glissement résiduel à la crête est 1.6 à 2.3 fois plus important lorsque l'accélération verticale est considérée.

CHAPITRE 6 ÉVALUATION DU GLISSEMENT SISMIQUE RÉSIDUEL : UTILISATION D'ANALYSES NON-LINÉAIRES PAR ÉLÉMENTS FINIS

6.1 Introduction

Dans les chapitres précédents, le glissement sismique du barrage à la base et à la crête est évalué à l'aide de modèles de corps rigides. Le premier objectif de ce chapitre est d'évaluer le glissement sismique résiduel à l'aide d'analyses non linéaires par éléments finis avec le logiciel LS-Dyna. Le second objectif est d'étudier l'évolution transitoire de la période de vibration fondamentale du barrage au cours des sollicitations sismiques. Enfin, la dernière étape compare les résultats des deux méthodes d'analyses utilisées pour évaluer le glissement résiduel du barrage. La première section présente le modèle du barrage qui est utilisé. Ensuite, la méthode employée pour l'étude du glissement et les caractéristiques dynamiques du barrage sont détaillées. Enfin, l'étude de la réponse sismique du barrage et des résultats est présentée.

6.2 Modèle du barrage : LS-Dyna

6.2.1 Géométrie et maillage du système

De manière semblable au chapitre précédent, la géométrie du barrage est adaptée de celle du modèle de Bernier (2015) en trois dimensions. La figure 6.1 présente le plot H du barrage en rouge et bleu alors que la fondation est en jaune et vert. Le barrage seul est modélisé à l'aide de 3720 éléments hexaédriques selon 8 couches différentes dans la direction transversale. La fondation est similaire à celle du modèle 2D réalisé dans SAP2000 et contient 512 éléments hexaédriques.

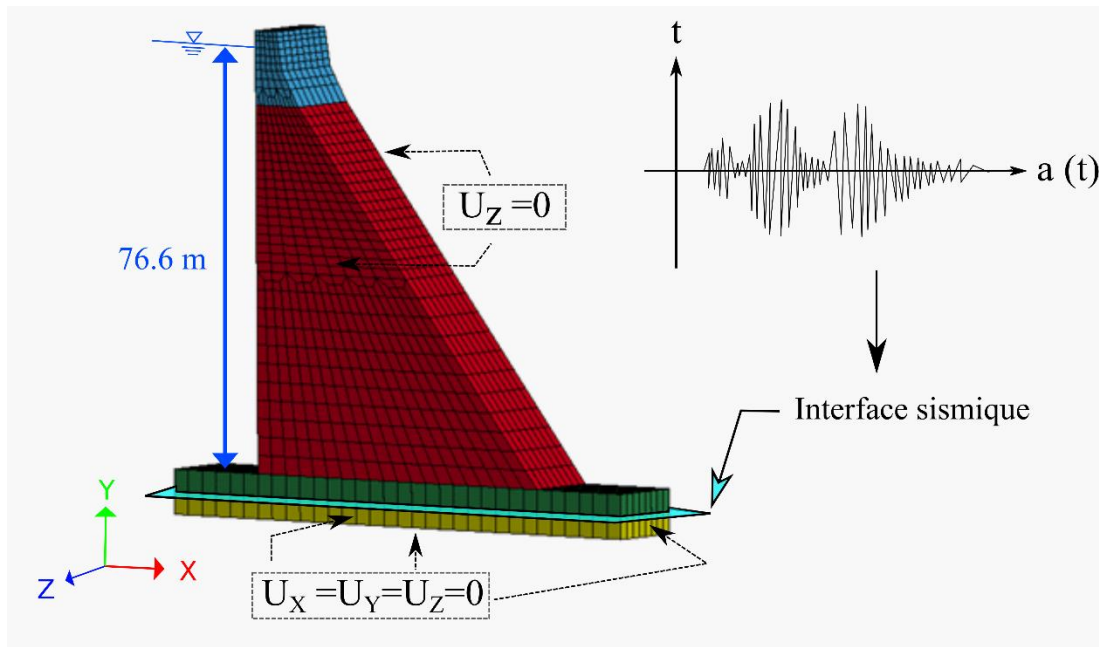


Figure 6.1: Modèle du barrage Outardes-3 et de sa fondation en 3D dans le logiciel LS-Dyna

6.2.2 Matériaux

Des matériaux linéaires élastiques sont utilisés pour modéliser le comportement du barrage pour la fondation (roc) et le béton. Les propriétés des matériaux sont résumées au tableau 6.1 ci-dessous.

Tableau 6.1: Propriétés des matériaux du modèle LS-Dyna

Matériaux	Béton	Roc
Masse volumique ρ [kg/m ³]	2400	2400
Module d'élasticité E [MPa]	32000	75000 (très rigide)
Coefficient de Poisson ν	0.2	0.3

6.2.3 Chargements

Le chargement dans le logiciel LS-Dyna est appliqué en deux phases distinctes. Dans un premier temps, l'ensemble des charges statiques est appliqué selon une phase de relaxation dynamique qui a pour but d'éliminer toute vibration résiduelle au début du chargement dynamique. Lors de la seconde phase de chargement, les charges dynamiques sont appliquées sur le modèle.

Chargement statique – Relaxation dynamique

LS-Dyna utilise une méthode d'intégration explicite qui peut causer des problèmes de convergence si des charges statiques sont appliquées trop rapidement et de manière non amortie (Bernier 2015), (Mills-Bria et USBR 2006). Pour éviter ce problème, une phase de relaxation dynamique, similaire à une analyse dynamique fortement amortie (LSTC, 2016) est utilisée pour appliquer l'ensemble des charges statiques. Dès lors que l'énergie cinétique du modèle est assez faible, la phase de relaxation dynamique s'arrête et le chargement dynamique commence. Sinon, elle se poursuit jusqu'à 25 secondes. Lors de la relaxation dynamique, les charges statiques sont appliquées comme suit.

Dans un premier temps, le poids propre du barrage calculé automatiquement par le logiciel avec la masse volumique est appliqué entre zéro et quatre secondes (ce qui correspond à 16 fois la durée de la période naturelle) en suivant une courbe lissée de type « *smoothstep* » comme présentée à la figure 6.2.

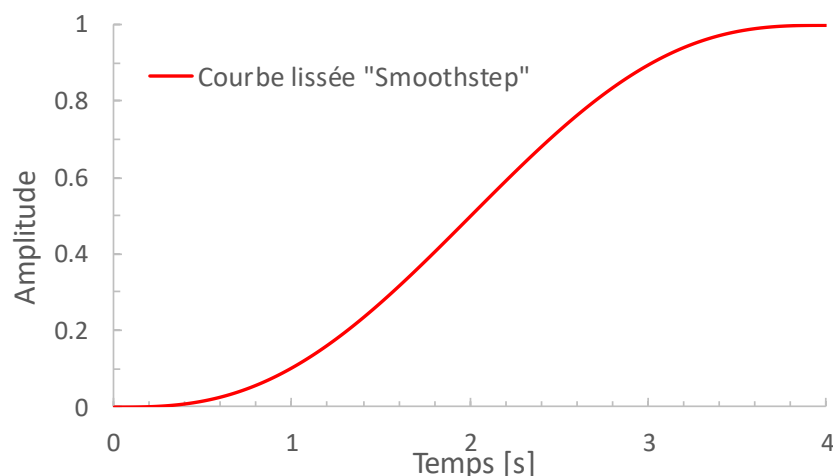


Figure 6.2: Courbe lissée de type "Smoothstep" utilisée pour la relaxation dynamique

Ensuite, la charge hydrostatique et les sous-pressions calculées et vérifiées à l'aide de CADAM sont appliquées entre quatre et huit secondes avec la même courbe lissée que le poids propre. Les charges hydrostatiques et les sous-pressions sont appliquées au barrage sous forme de forces ponctuelles réparties sur l'ensemble des nœuds concernés. Aucune force hydrostatique n'est présente à l'aval. Étant donné que deux joints horizontaux sont considérés comme plan de glissement potentiel à la base et à la crête, les sous-pressions sont appliquées à ces deux interfaces. À la base, les sous-pressions sont calculées avec une distribution bilinéaire avec un drain à 3,05 m

du pied aval comme décrit au chapitre 4. Les sous-pressions à la crête du barrage suivent une distribution linéaire en prévision des glissements importants de la crête rendant ainsi le drain hors d'état.

Chargement dynamique

La seconde partie du chargement commence une fois la relaxation dynamique terminée. La force hydrodynamique est modélisée à l'aide des masses ajoutées de Westergaard qui sont appliquées aux nœuds de la face amont. La sollicitation sismique dans LS-Dyna doit être appliquée à une interface entre deux couches d'éléments. L'interface entre le barrage et la fondation est déjà utilisée par un contact permettant le glissement et l'incompatibilité des deux interfaces fait en sorte que le chargement doit être appliqué entre les deux couches de fondation de couleurs jaune et verte comme représenté à la figure 6.1.

Une méthode de calcul explicite est employée pour l'analyse avec un pas de temps de 1.28×10^{-4} sec qui est contrôlé par le plus petit élément du modèle, soient ceux de la crête. Les charges de glace et l'effet de la sédimentation sont négligés pour ce modèle.

6.2.4 Caractéristiques dynamiques

Le système global possède un amortissement de 5 %. La méthode explicite n'assemble pas les matrices de masse et de rigidité empêchant la réalisation d'une analyse modale. Une analyse de type implicite est donc utilisée pour l'analyse modale. Une période fondamentale de 0.224 s est obtenue et concorde avec les résultats du logiciel SAP2000. Les cinq premiers modes de vibration ainsi que leurs masses modales effectives sont présentés au tableau 6.2.

Tableau 6.2: Résumé des caractéristiques dynamiques du modèle d'éléments finis 3D avec LS-Dyna

Mode	Période [s]	Fréquence [Hz]	Masse modale effective		T₁ [s]	T_{90%} [s]
			Horizontale	Verticale		
1	0.224	4.46	0.174	0.009	0.224	0.005
2	0.100	9.98	0.134	0.001		
3	0.063	15.8	0.051	0.396		
4	0.059	16.9	0.029	0.127		
5	0.041	24.2	0.013	0.000		

6.2.5 Éléments contact de glissement

Dans le but d'étudier le glissement du barrage à sa base et à sa crête, des éléments contact de glissement sont utilisés et présentés à la figure 6.3. Les éléments contact possèdent un critère de rupture en cisaillement-traction répondant à l'équation suivante :

$$\left(\frac{|\sigma_n|}{NFLS} \right)^2 + \left(\frac{|\sigma_s|}{SFLS} \right)^2 \geq 1$$

Où σ_n est la contrainte normale en traction, σ_s la contrainte de cisaillement, $NFLS$ la résistance à la traction et $SFLS$ la résistance au cisaillement aussi appelé cohésion. Les éléments contact sont présents à chaque nœud des interfaces. Tant que le critère de rupture ne dépasse pas l'unité, chaque nœud de l'interface transfère les forces de cisaillement, de traction et de compression. Lorsque la contrainte normale est en compression, seul le second terme de l'équation (cohésion) est utilisé et la contrainte normale est négligée pour le calcul du critère. Tant qu'il n'y a pas rupture des éléments, la résistance en friction est négligée. Lorsque la rupture est atteinte, les efforts de compression sont les seuls transférés à l'interface et seule la friction est considérée comme résistance au cisaillement. Le critère de rupture est calculé indépendamment pour chaque nœud de l'interface et la rupture peut se faire progressivement jusqu'à la séparation complète des deux parties reliées par l'interface permettant ainsi le glissement.

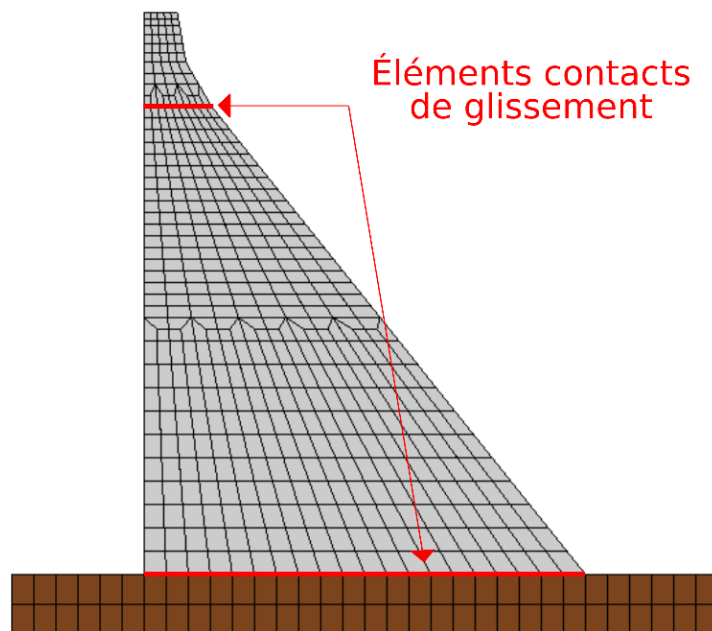


Figure 6.3: Modèle par éléments finis avec les éléments contact de glissement - LS-Dyna

Vérification des éléments contact de glissement

Les éléments contact de glissement étant semblables aux deux interfaces, la vérification de leur fonctionnement est faite à l'interface entre la fondation et le barrage. La vérification des éléments contact est effectuée en comparant l'angle de friction minimum atteint avec le modèle LS-Dyna avec celui calculé avec CADAM 2D. L'angle de friction minimum est l'angle en deçà duquel la stabilité du barrage n'est plus assurée et le barrage se met donc à glisser librement. Pour la vérification, les forces en présence sont le poids propre du barrage, la poussée hydrostatique amont et les sous-pressions entre le barrage et la fondation. À l'aide du logiciel CADAM 2D, un joint est introduit à l'interface entre la fondation et le barrage et l'angle de friction limite calculé avec le critère de Mohr-Coulomb vaut 31.2° . Dans le modèle LS-Dyna, les éléments contact de glissement possèdent une cohésion et une résistance à la traction nulle. Pour des angles de friction de 31° et 32° , le barrage glisse, alors qu'il ne glisse plus lorsqu'un angle de friction de 33° est employé. L'angle de friction du modèle LS-Dyna se situe donc entre 32° et 33° , soit un peu plus élevé que celui de CADAM 2D.

6.3 Étude du glissement résiduel et des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage

Cette section couvre la méthodologie employée pour l'étude du glissement résiduel, de l'ouverture de fissure et des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage. Dans un premier temps, la sélection des accélérogrammes pour cette étude est présentée.

6.3.1 Sélection des accélérogrammes

La sélection des accélérogrammes est effectuée en fonction des résultats de glissement du chapitre 5. Les six accélérogrammes historiques et synthétiques causant le plus de glissement à la crête du barrage sont choisis. Le tableau 6.3 présente les accélérogrammes sélectionnés. Chacun des six accélérogrammes est étalonné et modifié spectralement, soit un total de 12 sollicitations. Les accélérogrammes employés sont amplifiés par un facteur d'intensité de 1.5 pour être en mesure de comparer les résultats avec ceux obtenus avec RS-DAM.

Tableau 6.3: Présentation des accélérogrammes sélectionnées pour les analyses non linéaires

Accélérogrammes historiques	Accélérogrammes synthétiques
Sparks 1	6a2, 40
Sierra Madre	7a2, 24
Duzce	7a2, 45

6.3.2 Étude du glissement résiduel à la base et à la crête

Le glissement résiduel du barrage est étudié à sa base et à sa crête. Pour l'ensemble des études, deux paramètres sont évalués : le glissement résiduel du barrage et l'ouverture maximum de la fissure. Le glissement résiduel à la base ou à la crête est évalué en soustrayant le déplacement horizontal absolu des nœuds aval du barrage de chaque partie de l'interface, alors que dans le cas de l'ouverture de fissure il s'agit de soustraire le déplacement vertical des nœuds amont de chaque partie de l'interface. La figure 6.4 présente les deux paramètres évalués. Les études sont divisées en quatre parties :

1. Étude du glissement à la crête

Dans un premier temps, le glissement résiduel de la crête du barrage uniquement est étudié. Pour ces analyses, les éléments contact de glissement à la base du barrage (entre le barrage et la fondation) sont inactifs de telle sorte que le glissement est empêché. Les éléments contact de glissement à la crête du barrage sont actifs et considérés comme fissurés avec une résistance en traction et une cohésion nulles ainsi qu'un angle de friction de 45° . Le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête sont évalués. Les 12 accélérogrammes horizontaux sont employés.

2. Étude du glissement à la crête et à la base

Pour la seconde partie de l'étude, les éléments contact de glissement à la base et à la crête sont considérés actifs et fissurés (cohésion et résistance en traction nulle, angle de friction de 45°). Le glissement résiduel est évalué à la base et à la crête, alors que l'ouverture de fissure est évaluée à la crête uniquement. Comme pour la première partie, les 12 accélérogrammes horizontaux sont utilisés.

3. Étude de l'effet des secousses verticales sur le glissement résiduel

L'effet des secousses verticales est étudié en utilisant les sollicitations « *Sparks 1* » et « *7a2, 24* ». Pour ces deux sollicitations, les composantes horizontales et verticales sont utilisées dans les analyses. Les éléments contact de glissement sont inactifs à la base et actifs et fissurés à la crête. Le glissement résiduel ainsi que l'ouverture de fissure sont évalués à la crête.

4. Étude de l'effet de la résistance des éléments contact sur le glissement résiduel

La dernière partie de l'étude consiste à évaluer l'effet de la résistance des éléments contact sur le glissement résiduel du barrage. Comme la section précédente, les sollicitations « *Sparks 1* » et « *7a2, 24* » sont choisies pour l'étude et le glissement résiduel est évalué à la base et à la crête. Pour cette étude, deux valeurs de résistance des éléments contacts sont employées également pour chaque interface :

- a) NFLS = SFLS = 1 MPa, Angle de friction = 45°
- b) NFLS = SFLS = 2 MPa, Angle de friction = 45°

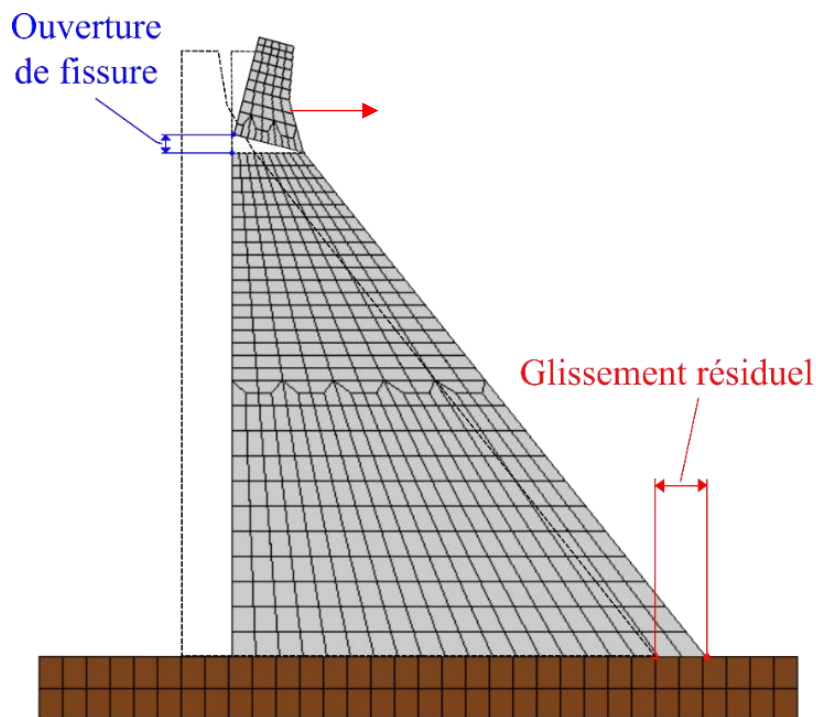


Figure 6.4: Paramètres évalués pour les études du glissement résiduel avec LS-Dyna

6.3.3 Étude de l'évolution de la période de vibration fondamentale

Une seconde étude est menée sur l'évolution de la période de vibration fondamentale du barrage, lorsque sollicité par une secousse sismique. Les caractéristiques dynamiques du barrage, dont la période fondamentale, sont calculées à partir du système comprenant le barrage, la fondation et le réservoir dans un état non fissuré. Lorsque le barrage est fortement sollicité, comme lors d'un évènement sismique, la fissuration du béton peut apparaître à la base comme à la crête et la période de vibration peut être modifiée. La secousse sismique « *Duzce* » est employée pour l'étude. Dans un premier temps, une analyse du modèle est faite dans le domaine linéaire élastique pour identifier la période fondamentale de vibration du barrage. Ensuite, pour l'analyse non linéaire, les éléments contacts de glissements dans l'état fissuré sont employés et l'accélération est enregistrée à deux nœuds; un au sommet de la crête et l'autre sous le plan de fissuration expliqué à la figure 6.5.

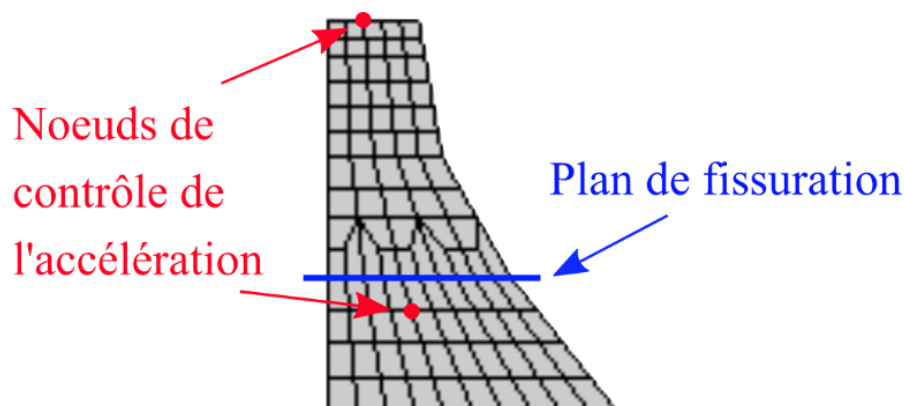


Figure 6.5: Schéma des nœuds de contrôle de l'accélération

À partir des accélérations des deux points du barrage, le spectre de Fourier est calculé et la période dominante, soit la période fondamentale, est déterminée. En étudiant le glissement résiduel, la section entre 16 et 24 secondes est choisie comme intervalle d'étude, car le barrage est soumis à un glissement d'environ 80 mm en 8 secondes (figure 6.6). Afin de déterminer l'évolution de cette période, l'accélération est ensuite découpée en fenêtres de temps de plus en plus petites en mettant l'accent sur l'identification des impulsions les plus fortes. L'accélération des deux points du barrage (base et crête) enregistrée est découpée selon la fenêtre choisie en remplaçant par des zéros le reste des valeurs en dehors de la fenêtre. La figure 6.7 présente un exemple du découpage pour la fenêtre de 16 à 24 secondes.

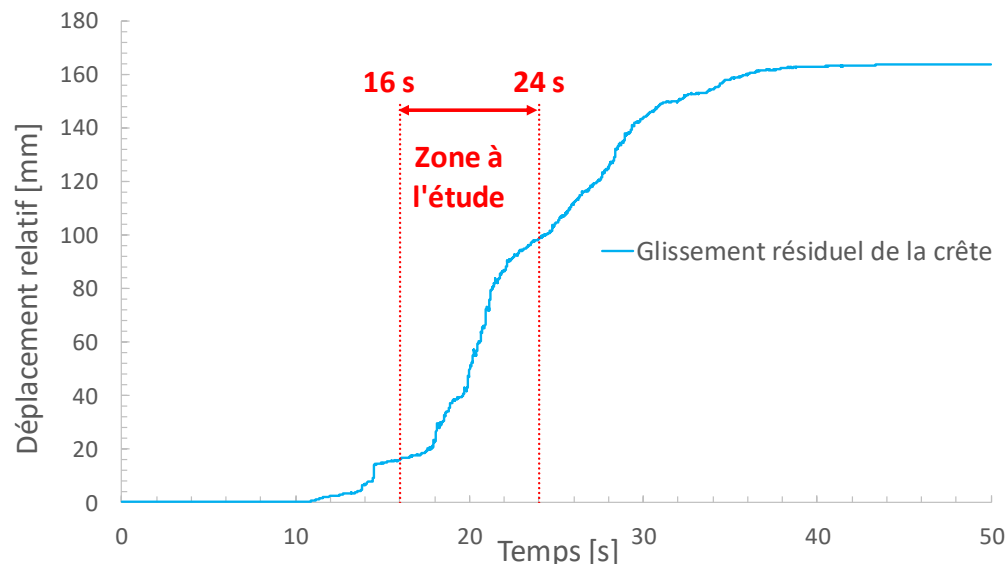


Figure 6.6: Découpage de l'accélération en fonction du glissement résiduel de la crête dû au séisme « Duzce »

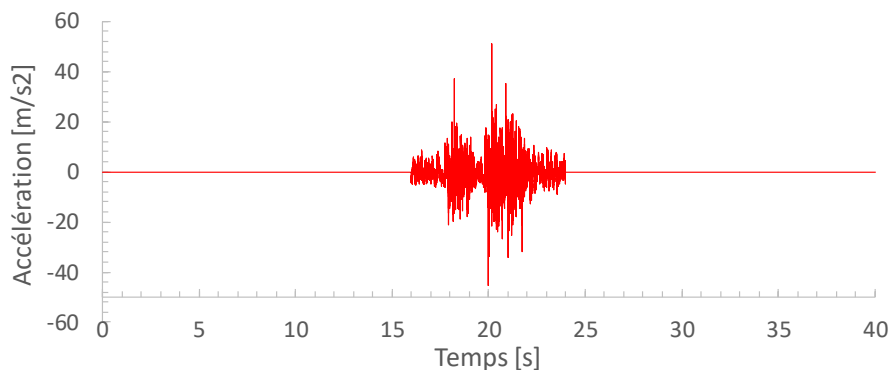


Figure 6.7: Accélération du point de contrôle de la crête découpée dans la fenêtre de temps entre 16 et 24 secondes

6.4 Réponse sismique

Dans cette section, les résultats des analyses non linéaires à partir du modèle d'éléments finis effectué sur le logiciel LS-Dyna sont présentés. Dans un premier temps, les études sur le glissement résiduel du barrage sont exposées. Ensuite, les résultats de l'étude sur l'allongement de la période de vibration fondamentale du barrage sont présentés. Enfin, les résultats du glissement résiduel du barrage évalués avec LS-Dyna et la combinaison des logiciels RS-DAM et SAP2000 sont comparés.

6.4.1 Étude du glissement résiduel du barrage - Modèle non linéaire : LS-Dyna

Comme présenté à la section 6.3.2, l'étude du glissement résiduel du barrage se fait en quatre étapes distinctes dont la première est l'étude du glissement à la crête uniquement.

1. Étude du glissement à la crête

Pour cette première étude, les éléments contact sont inactifs à la base et actifs et fissurés à la crête de telle sorte que le glissement ne puisse se produire qu'à la crête. Les résultats sont résumés à la figure 6.8 qui présente le glissement résiduel et l'ouverture de fissure pour chaque sollicitation.

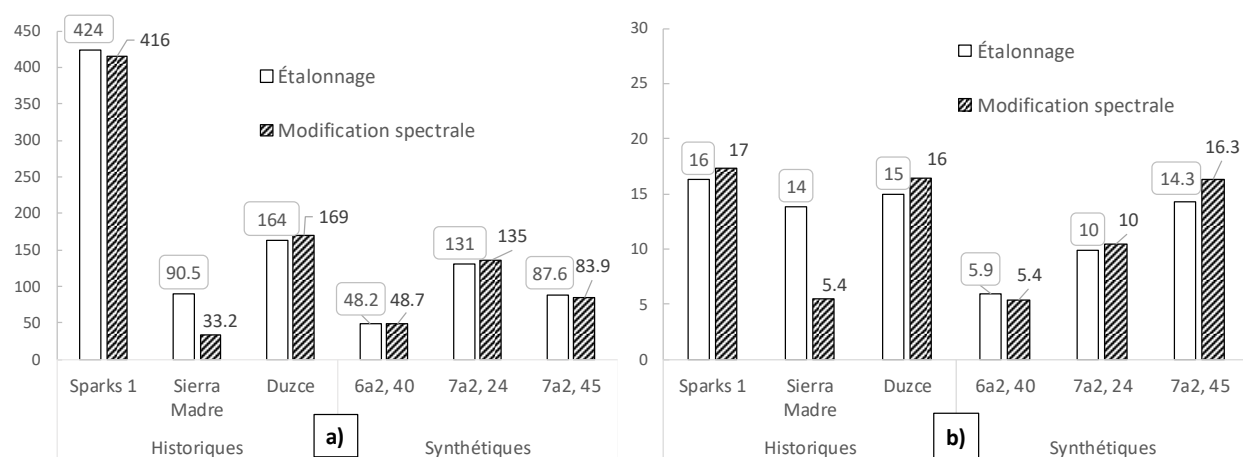


Figure 6.8: Résultats de l'étude avec éléments contact à la crête uniquement : a) Glissement résiduel [mm], b) Ouverture de fissure [mm]

Le glissement résiduel à la crête varie entre 33 et 169 mm hormis pour la sollicitation « Sparks 1 » qui est hors de la moyenne avec un maximum de 424 mm. Les ratios du glissement entre modification spectrale et étalonnage varient entre 0.96 et 1.03 pour les cinq sollicitations excluant « Sierra Madre » pour qui ce ratio vaut 0.37. L'ouverture de fissure varie de 5.4 à 17 mm. Le ratio moyen de l'ouverture de fissure entre modification spectrale et étalonnage vaut 1.1. Selon ces six sollicitations, la modification spectrale affecte peu le glissement à la crête et l'ouverture de fissure. Le glissement résiduel dû aux sollicitations historiques est en moyenne 2.4 fois plus élevé que celui dû aux accélérogrammes synthétiques. La figure 6.9 présente l'historique temporel du glissement de deux sollicitations étalonnées et modifiées spectralement. Alors que la modification spectrale affecte peu la sollicitation synthétique « 7a2, 24 » avec une baisse de quatre millimètres seulement, la sollicitation synthétique « Sierra Madre » est réduite de plus de moitié avec une baisse de proche de 60 mm qui se passe entre neuf et dix secondes.

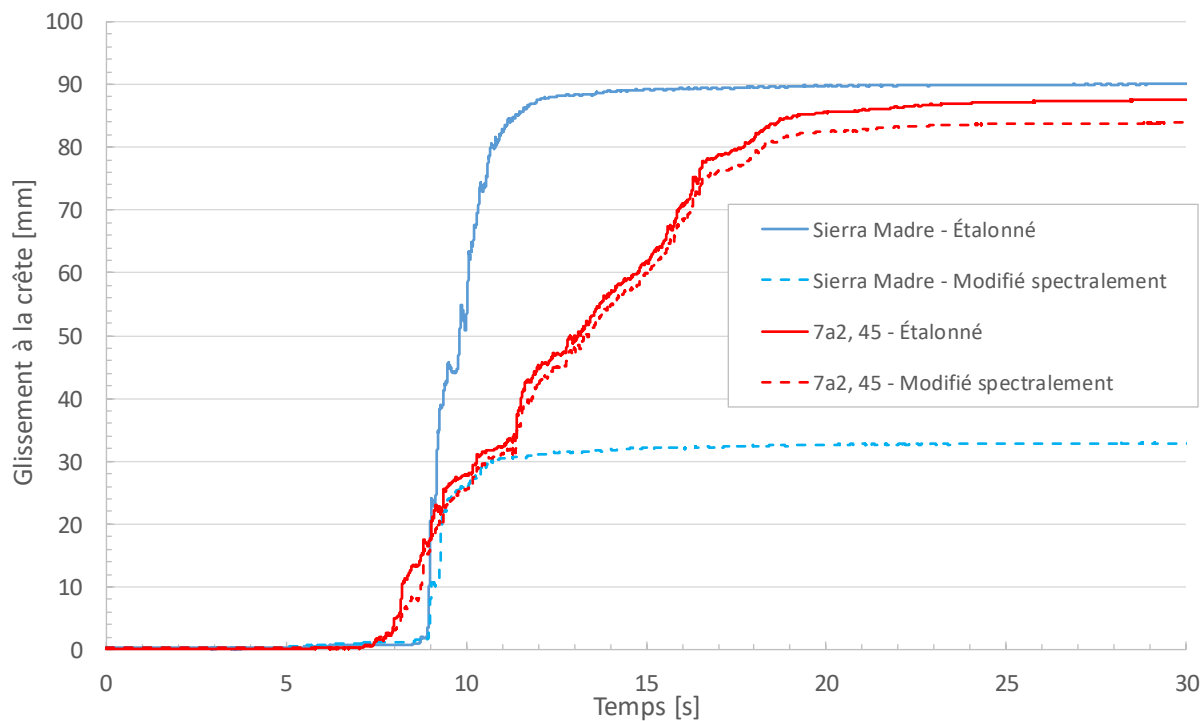


Figure 6.9: Glissement résiduel à la crête de deux sollicitations sismiques étalonées et modifiées spectralement

2. Étude du glissement à la crête et à la base

Cette seconde étude est faite sur un modèle ayant des éléments contact actifs à la base et à la crête du barrage, permettant le glissement éventuel de ces deux parties. À des fins de comparaison, la figure 6.10 présente le ratio entre les résultats obtenus avec les éléments contact actifs à la crête et à la base et ceux obtenus avec les éléments contact actifs uniquement à la base.

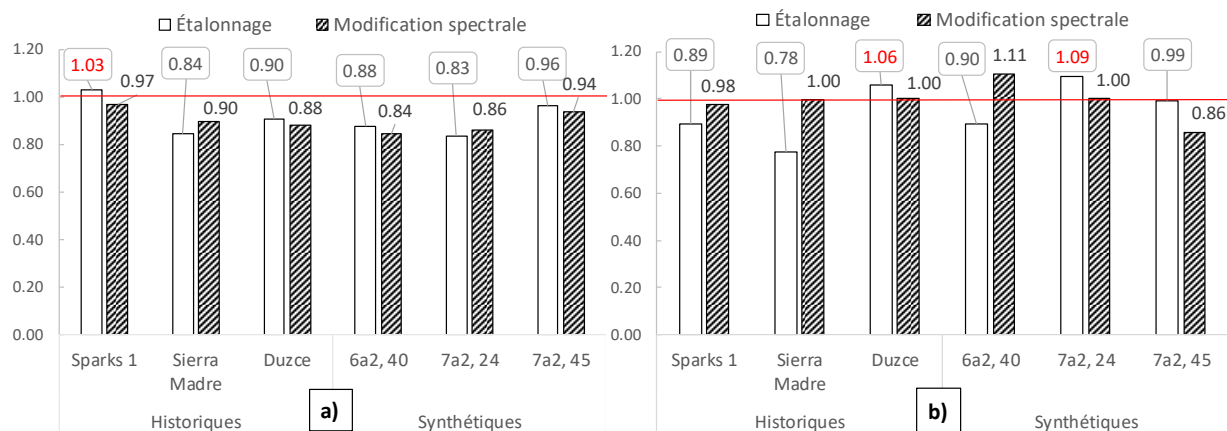


Figure 6.10: Ratio entre les résultats avec éléments contact (i) à la base et à la crête et (ii) à la crête uniquement: **a)** Glissement résiduel à la crête, **b)** Ouverture de fissure à la crête

Le ratio des valeurs de glissement résiduel à la crête varie entre 0.84 et 1.03 pour une moyenne de 0.91. En ce qui concerne l'ouverture de fissure, le ratio varie de 0.78 à 1.09 pour une moyenne de 0.9. La fissuration et le glissement du barrage à sa base ont donc comme effet de réduire le glissement résiduel à la crête et l'ouverture de fissure. La figure 6.11 présente l'historique temporel du glissement à la crête et à la base pour la sollicitation « Sierra Madre ».

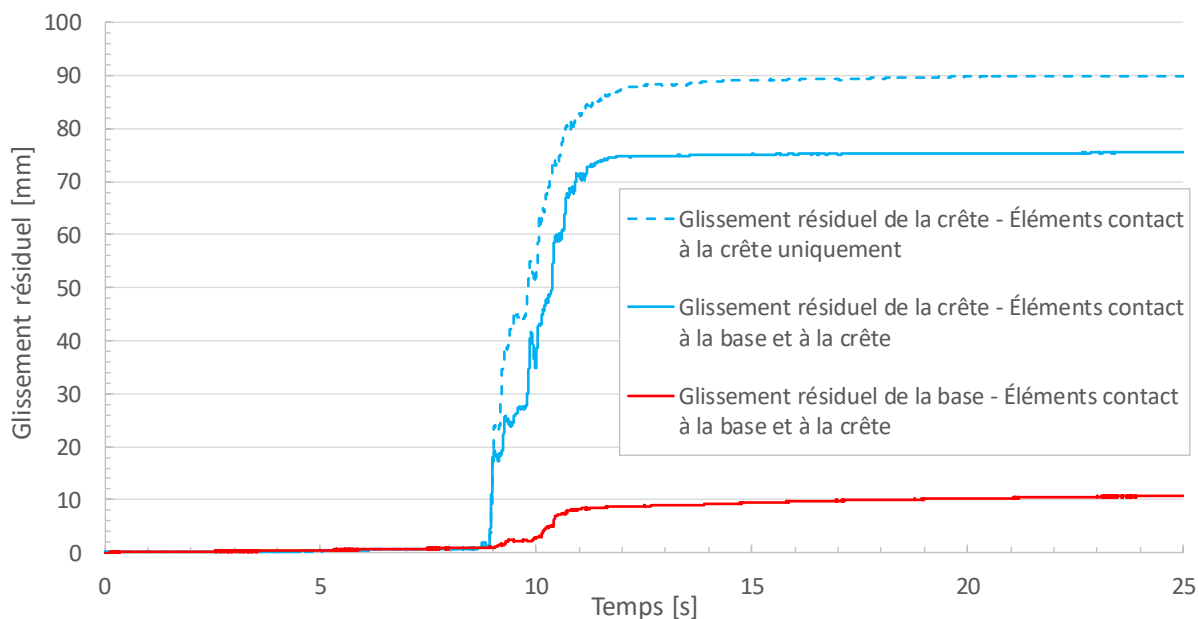


Figure 6.11: Comparaison du glissement résiduel avec éléments contact (i) uniquement à la crête et (ii) à la crête et à la base dû à la sollicitation « Sierra Madre »

3. Étude de l'effet de l'accélération verticale

Cette troisième section de l'étude s'attache aux effets de l'utilisation de l'accélération verticale. Le modèle comporte des éléments contact actifs à la crête et inactifs à la base et seules les sollicitations « Sparks 1 » et « 7a2, 24 » sont employées. La figure 6.12 présente les résultats de glissement et d'ouverture de fissure obtenus à la crête et les ratios entre les valeurs avec et sans composante verticale.

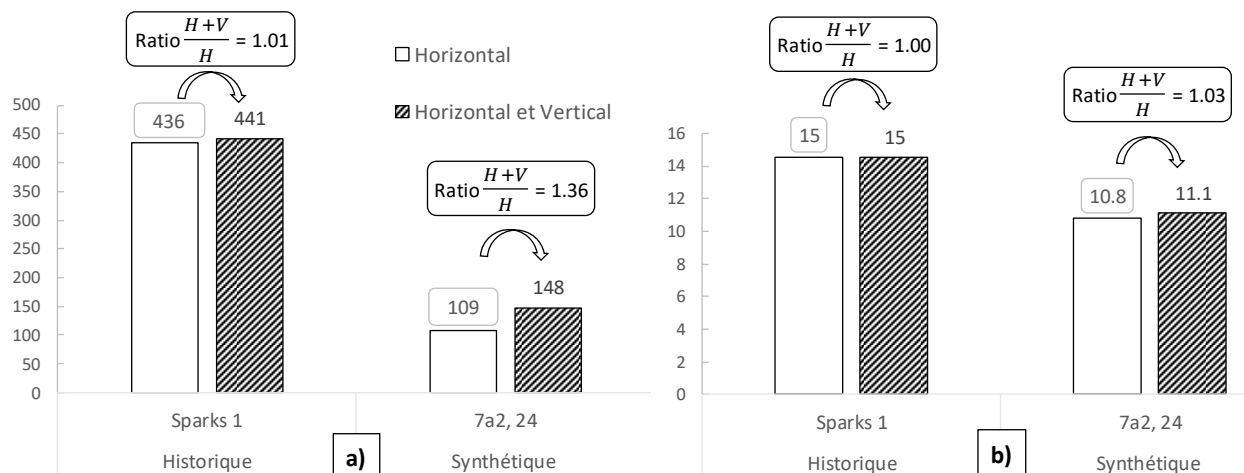


Figure 6.12: Résultats de l'étude de l'effet de la composante verticale sur : **a)** Glissement résiduel à la crête [mm], **b)** Ouverture de fissure [mm]

Le ratio du glissement résiduel à la crête avec et sans composante verticale vaut 1.01 pour la sollicitation historique et 1.36 pour celle synthétique. Pour l'ouverture de fissure à la crête, ces deux mêmes ratios valent respectivement 1.0 et 1.03. L'utilisation de l'accélération verticale peut augmenter le glissement de la crête jusqu'à presque 1.4 fois plus, mais ne semble pas avoir d'effet important sur l'ouverture de la fissure. La figure 6.13 présente l'historique temporel du glissement à la crête avec et sans composante verticale pour la sollicitation « 7a2, 24 ». Les deux courbes possèdent la même allure durant presque toute la secousse. La différence de glissement se produit principalement entre huit et onze secondes après quoi les deux courbes varient de manière semblable jusqu'à la fin de l'analyse.

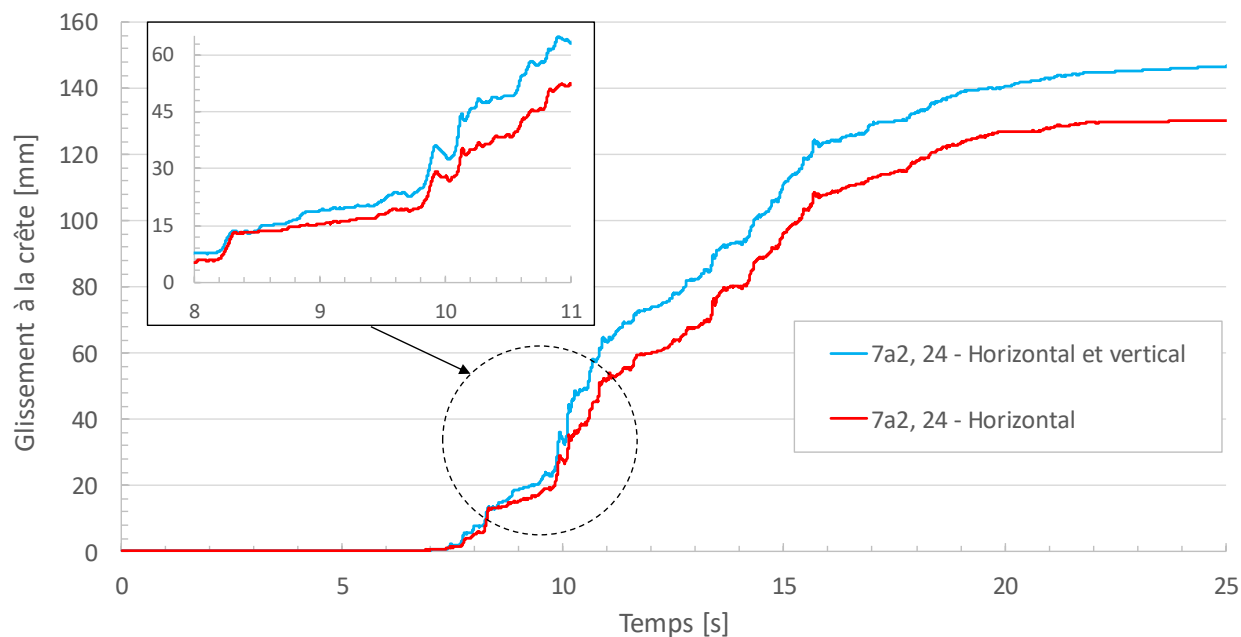


Figure 6.13: Glissement résiduel à la crête du barrage lors de la sollicitation « 7a2, 24 » (i) avec et (ii) sans composante verticale en fonction du temps

4. Étude de l'effet de la résistance des éléments contact sur le glissement résiduel

La dernière section de cette étude porte sur la résistance des éléments contact pour laquelle les deux sollicitations « Sparks 1 » et « 7a2, 24 » sont employées. Les éléments contact à la crête et à la base sont actifs et possèdent les mêmes propriétés pour chaque valeur de résistance. La figure 6.14 présente les résultats de glissement résiduel et d'ouverture de fissure à la crête.

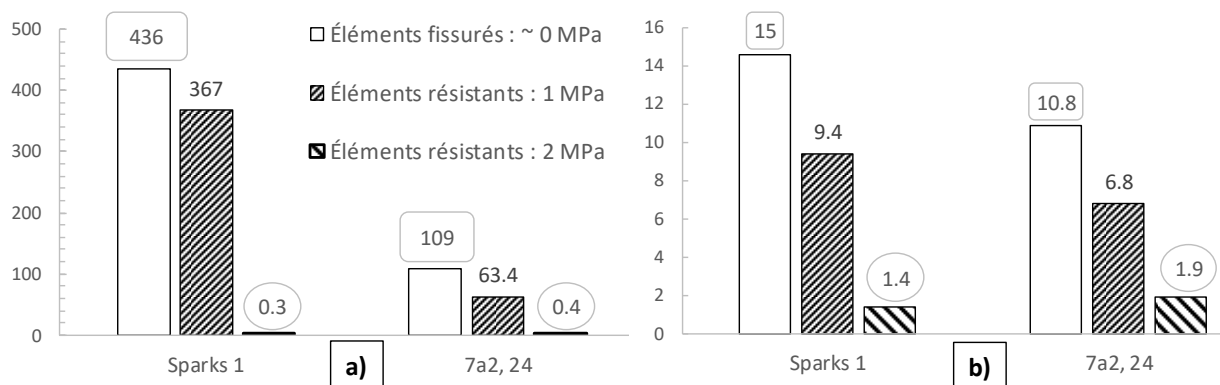


Figure 6.14: Résultats de l'étude de l'effet de la résistance des éléments contact sur : **a)** Glissement résiduel de la crête [mm], **b)** Ouverture de fissure [mm]

Comme il est attendu, plus la résistance des éléments contact augmente, plus le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête baissent. La fissuration de la crête est totale pour les modèles où les éléments contact ont une résistance de 0 et 1 MPa alors qu'elle n'est que partielle pour celui où les éléments contact possèdent une résistance de 2 MPa. Le glissement résiduel est nul et l'ouverture de fissure vaut moins de 2 mm dans le cas du modèle avec éléments résistants de 2 MPa. Le glissement résiduel du modèle avec les éléments contact ayant une résistance de 1 MPa est 1.2 fois plus faible pour « Sparks 1 » et 1.7 fois plus faible pour « 7a2, 24 » que celui du modèle fissuré (0 MPa). L'ouverture de fissure est respectivement 1.5 à 1.6 fois plus faible. La figure 6.15 présente l'historique temporel du glissement résiduel à la crête pour les trois résistances différentes des éléments contact. Alors que la crête du modèle avec les éléments fissurés commence à glisser entre sept et huit secondes, le glissement du modèle avec les éléments résistants à 1 MPa ne commence qu'à glisser à dix secondes. Cette différence correspond au temps qu'il faut à la sollicitation pour fissurer la crête du barrage au complet et ainsi permettre le glissement.

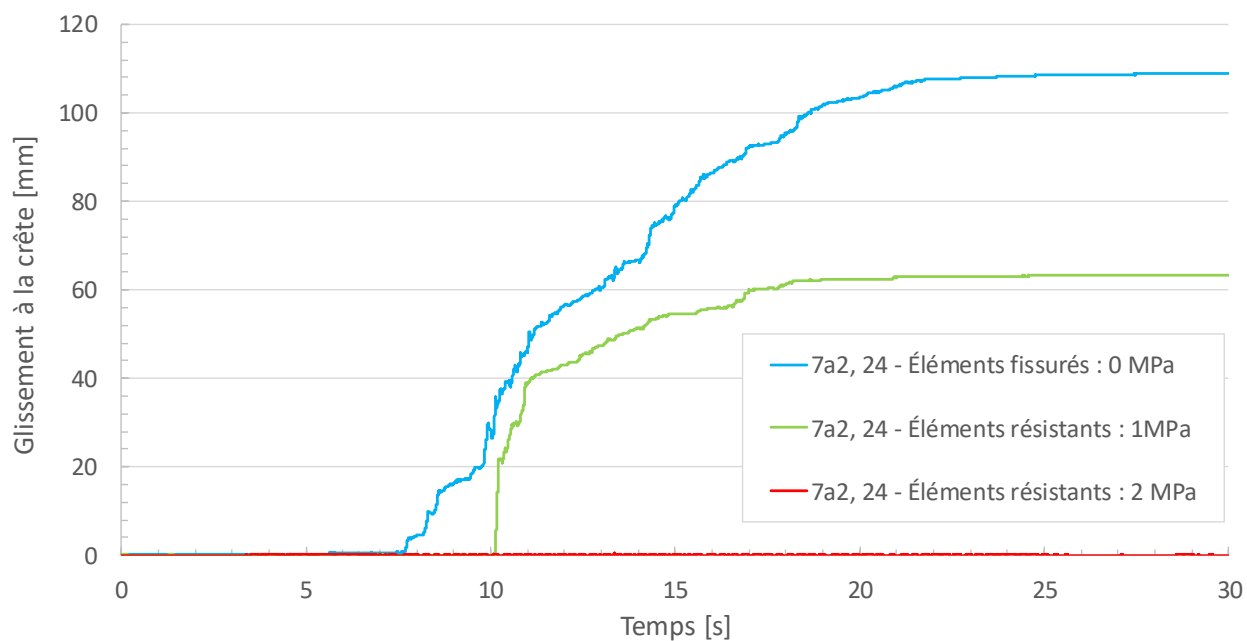


Figure 6.15: Comparaison du glissement résiduel à la crête dû à la sollicitation « 7a2, 24 » de différentes valeurs de résistance des éléments contact

6.4.2 Étude de l'allongement de la période de vibration fondamentale du barrage

Dans cette section, il s'agit d'étudier l'effet de la fissuration et du glissement sismique sur la période fondamentale du barrage lors de la sollicitation « Duzce ». La figure 6.16 présente les résultats obtenus pour cette étude.

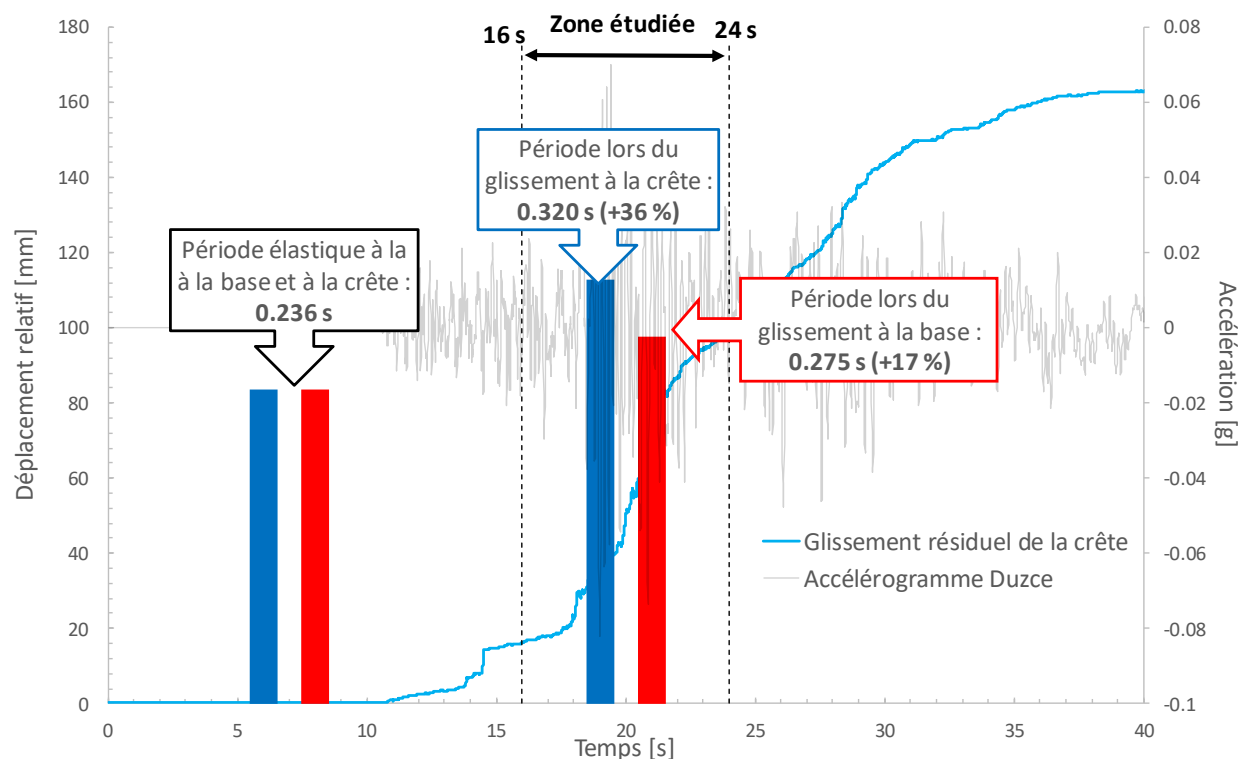


Figure 6.16: Évolution de la période fondamentale du barrage lors du glissement résiduel à la crête lors de la sollicitation « Duzce »

L'accélérogramme est décrit avec un pas de temps de 0.002 s. La première évaluation de la période fondamentale est faite lorsque le modèle du barrage est linéaire élastique soit avant le début du glissement du barrage. La période élastique vaut 0.236 s. Comme décrit dans la section 6.3.3, la seconde évaluation de la période fondamentale de vibration du barrage est effectuée dans l'intervalle [16-24] s. Lorsque la période fondamentale est calculée avec l'intervalle [16-24] s, l'allongement de la période est négligeable autant à la base qu'à la crête. La fissuration et le glissement du barrage n'affectent donc pas la période fondamentale de vibration du barrage de manière permanente. En découpant cet intervalle en fenêtres de temps de plus en plus petites, la

plus grande variation de période est identifiée entre 19.9 et 20.1 secondes. Les périodes calculées à partir du signal à valent alors 0.275 s à la base et 0.320 s à la crête soit un allongement respectif de 36 % et 17 % comparés à la période élastique. Les valeurs de période calculées pour chaque fenêtre sont résumées dans l'annexe B au tableau B.9.

6.4.3 Comparaison entre le glissement résiduel du barrage obtenu avec le modèle flexible (SAP2000 + RS-DAM) et le modèle non linéaire (LS-Dyna)

Cette dernière partie de l'étude s'attarde à faire le parallèle entre les résultats du modèle non linéaire réalisé avec le logiciel LS-Dyna et ceux provenant de la combinaison du modèle flexible de SAP2000 et du bloc fissuré de RS-DAM comme présentés au tableau 6.4. Les résultats de cette section ne concernent que le modèle avec les éléments contact actifs à la crête et inactifs à la base.

Tableau 6.4: Comparaison des résultats de glissement à la crête du barrage entre la méthode non linéaire (LS-Dyna) et la méthode flexible (SAP2000 & RS-DAM)

Sollicitations historiques	Étalonnage			Modification spectrale		
	1) LS-Dyna [mm]	2) RS-DAM [mm]	Ratio : 1) / 2)	1) LS-Dyna [mm]	2) RS-DAM [mm]	Ratio : 1) / 2)
Sparks 1	424	40.1	10.6	416	36.0	11.5
Sierra Madre	90.5	79.7	1.1	33.2	0.20	165
Duzce	164	39.2	4.2	169	39.2	4.3
Moyenne	226	53.0	4.3	206	25.1	8.2

Sollicitations synthétiques	Étalonnage			Modification spectrale		
	1) LS-Dyna [mm]	2) RS-DAM [mm]	Ratio : 1) / 2)	1) LS-Dyna [mm]	2) RS-DAM [mm]	Ratio : 1) / 2)
6a2, 40	48.2	9.41	5.1	48.7	9.54	5.1
7a2, 24	131	13.3	9.8	135	13.2	10.2
7a2, 45	87.6	10.5	8.3	83.9	10.7	7.9
Moyenne	88.8	11.1	8.0	89.3	11.1	8.0

Pour l'ensemble des sollicitations, le glissement résiduel final à la crête du barrage obtenu avec LS-Dyna est plus élevé que celui obtenu avec RS-DAM. En effet, les ratios entre les résultats de glissement de LS-Dyna et RS-DAM varient de 1.1 à 165. En excluant le ratio de 165 considéré comme atypique par rapport aux autres, en moyenne le glissement résiduel à la crête obtenu avec LS-Dyna est sept fois plus élevé que celui provenant de RS-DAM. Les figures 6.17 et 6.18 présentent l'historique temporel du glissement résiduel à la crête et l'accélération au point de

contrôle « J » des deux méthodes employées pour une sollicitation historique « Sierra Madre » et synthétique « 7a2, 24 ». Dans le cas de « Sierra Madre » (figure 6.17), le glissement résiduel final calculé avec LS-Dyna est 1.1 fois plus grand que celui avec RS-DAM. Le glissement commence dans les deux cas aux alentours de neuf secondes et se poursuit de manière semblable pour les deux courbes jusqu'à environ dix secondes. La différence de glissement apparaît après dix secondes lorsque le glissement de RS-DAM cesse alors que celui de LS-Dyna se poursuit. En effet, il est possible de constater que l'accélération au point « J » du modèle de LS-Dyna après dix secondes possède des pics d'accélérations parfois quatre fois plus importants que l'accélérogramme de RS-DAM.

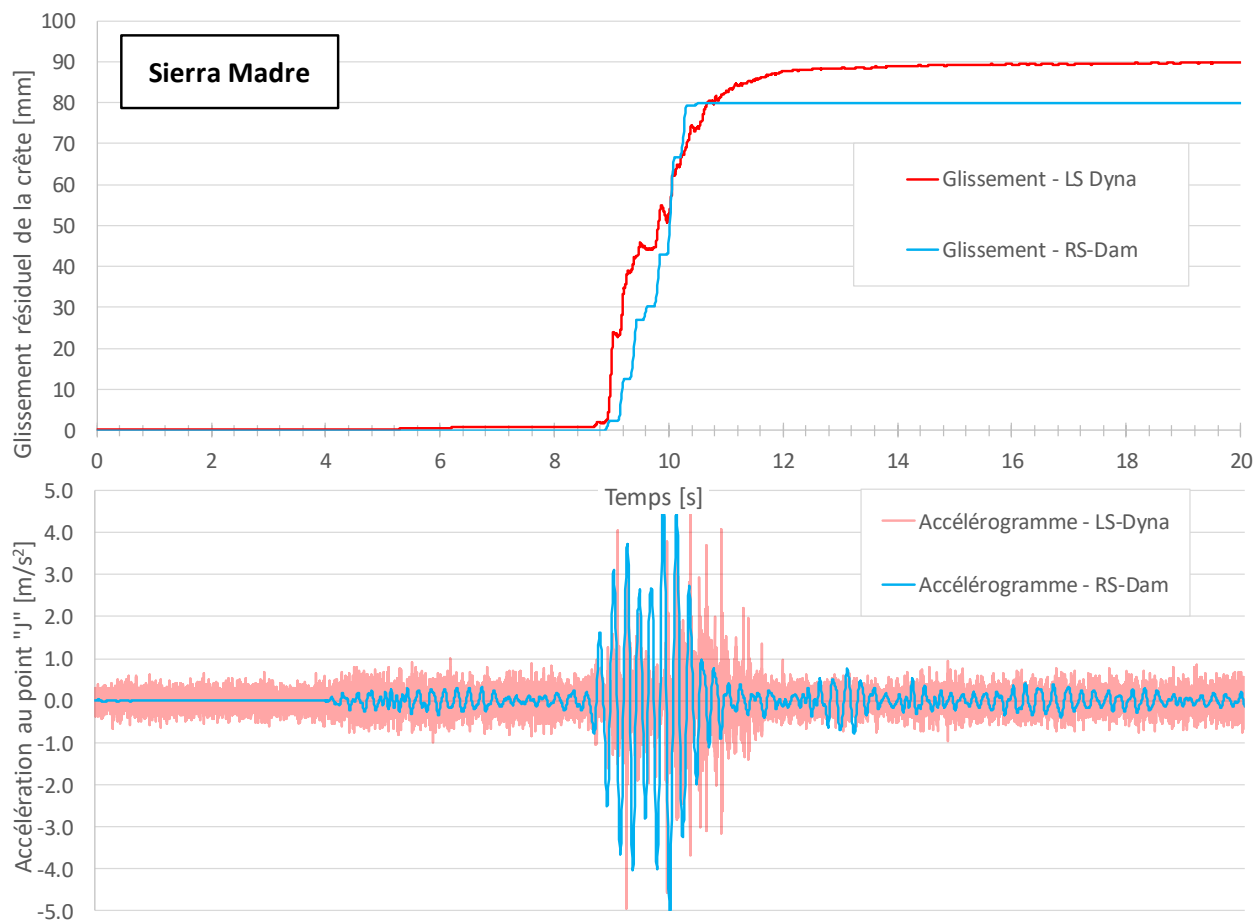


Figure 6.17: Comparaison des méthodes flexible (SAP2000 & RS-DAM) et non linéaire (LS-Dyna) selon le glissement résiduel à la crête et l'accélération au point de contrôle « J » pour la sollicitation « Sierra Madre »

Pour la sollicitation synthétique « 7a2, 24 » (figure 6.18), le glissement selon LS-Dyna commence à sept secondes alors que celui calculé avec RS-DAM ne commence qu'après neuf secondes. De plus, le glissement de la crête selon RS-DAM s'arrête vers 16 secondes à 13.3 mm tandis que selon LS-Dyna il se poursuit jusqu'à 22 secondes pour atteindre 131 mm. Certains pics d'accéléérations provenant de LS-Dyna sont le double de ceux de RS-DAM entre 9 et 17 secondes expliquant une partie de la différence de glissement. Cependant, le fait que la crête se mette à glisser à sept secondes dans le cas de LS-Dyna contre neuf pour RS-DAM et que le glissement de LS-Dyna se poursuive après 17 secondes n'est pas attribuable à l'accélération puisqu'elle est similaire pour les deux méthodes dans ces intervalles.



Figure 6.18: Comparaison des méthodes flexible (SAP2000 & RS-DAM) et non linéaire (LS-Dyna) selon le glissement résiduel à la crête et l'accélération au point de contrôle « J » pour la sollicitation « 7a2, 24 »

Les accélérographes provenant de LS-Dyna comportent beaucoup de bruit dont une partie peut être causée par les cycles d'ouvertures et de fermetures des zones fissurées. En effet, le modèle de LS-Dyna possède un coefficient d'amortissement visqueux **VDC** (« *viscous contact damping* ») ou appelé coefficient de restitution d'impact dans RS-DAM proche de 0 (où 0 équivaut à aucun amortissement et 100 un amortissement total des vibrations dû aux impacts) alors que celui de RS-DAM vaut 91. Différentes valeurs de VDC sont étudiées dans LS-Dyna et RS-DAM en regardant leur effet sur le glissement résiduel à la crête pour une même sollicitation « Duzce ». Les résultats de l'étude sont présentés à la figure 6.19. Il est possible de constater une diminution du glissement résiduel de la crête pour chaque logiciel suivant une courbe de tendance relativement similaire. Cependant, lorsque le modèle de LS-Dyna comporte un coefficient VDC égal à RS-DAM (VDC = 90) le glissement résiduel du modèle de LS-Dyna est toujours supérieur à celui de RS-DAM d'environ 60 mm. Le modèle d'éléments finis avec éléments contact semble être plus sensible aux sollicitations en ce qui concerne le glissement que le modèle de corps rigide.

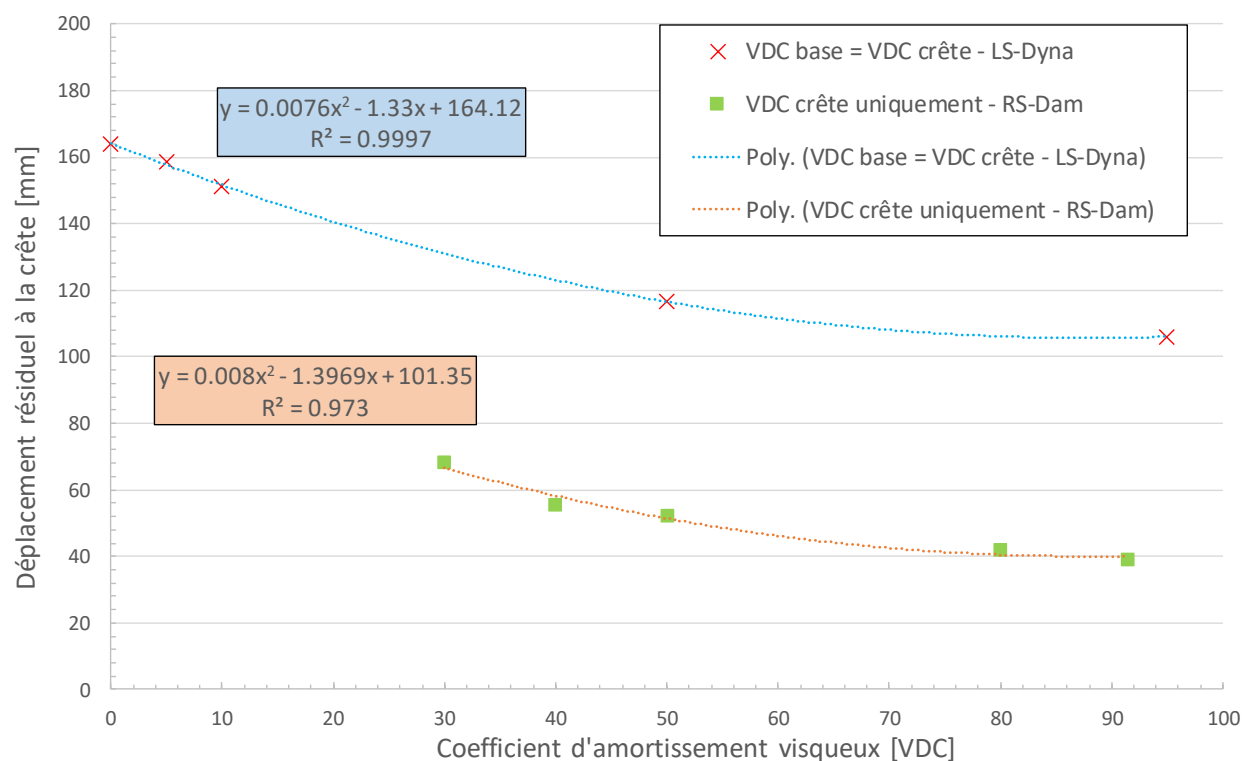


Figure 6.19: Étude de l'effet du coefficient d'amortissement visqueux sur le glissement résiduel à la crête lors de la sollicitation « Duzce » étalonée

6.5 Conclusions et recommandations

Dans ce chapitre, un modèle d'éléments finis du barrage Outardes-3 avec éléments de contact de glissement est employé pour étudier le glissement résiduel de la crête et de la base. L'étude du glissement résiduel du barrage et de l'ouverture de fissure est réalisée avec trois accélérogrammes historiques et trois accélérogrammes synthétiques et se divise en quatre étapes :

1. Glissement résiduel à la crête uniquement,
2. Glissement résiduel à la base et à la crête,
3. Effets de l'accélération verticale,
4. Effets de la résistance des éléments contact.

Ensuite, une étude est menée sur l'évolution de la période de vibration lors d'une sollicitation sismique provoquant le glissement de la crête. Enfin, les résultats du glissement résiduel à la crête du modèle d'éléments finis (LS-Dyna) sont comparés à ceux trouvés au chapitre 5 avec l'utilisation combinée d'un modèle flexible (SAP2000) et d'un modèle de corps rigide (RS-DAM) de la crête.

En ce qui concerne la première étude sur le glissement résiduel à la crête uniquement, le ratio des valeurs de glissement entre la modification spectrale et l'étalonnage varie entre 0.37 et 1.03 et vaut en moyenne 1.0 lorsque le ratio particulier de 0.37 (« Sierra Madre ») est retiré. Le même ratio concernant l'ouverture de fissure varie entre 0.39 et 1.1 et en moyenne 1.05 sans la valeur particulière de 0.39 (« Sierra Madre »). Le glissement résiduel moyen des sollicitations historiques est 2.4 fois plus élevé que celui provenant des sollicitations synthétiques. La modification spectrale affecte peu le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête. L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques diminue le potentiel de glissement par rapport à l'utilisation d'accélérogrammes historiques.

La seconde étude porte sur l'effet de la fissuration et du glissement à la base du barrage sur le glissement résiduel à la crête. En moyenne, les ratios entre le modèle fissuré à la base et à la crête et celui fissuré uniquement à la crête valent 0.91 pour le glissement et 0.9 pour l'ouverture de fissure tous deux à la crête. La fissuration et le glissement de la base du barrage ont pour effet de diminuer le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête.

Le ratio entre l'utilisation d'accélérogrammes horizontaux et verticaux et l'utilisation d'accélérogrammes horizontaux uniquement varie entre 1.01 et 1.36 pour le glissement résiduel et

entre 1.0 et 1.03 en ce qui concerne l'ouverture de fissure à la crête. L'utilisation de l'accélération verticale ne semble pas affecter l'ouverture de fissure, mais peut augmenter de presque 40 % le glissement résiduel à la crête.

Lorsque la résistance des éléments contact vaut 2 MPa, la fissuration n'est pas totale et aucun glissement n'est constaté contrairement aux deux autres cas où la fissuration totale permet le glissement (0 et 1 MPa). Dans le cas d'éléments contact possédant une résistance de 1 MPa, le glissement peut être retardé de presque trois secondes par rapport à des éléments fissurés (0 MPa), tandis que le glissement est de 1.2 à 1.7 fois plus faible et l'ouverture de fissure de 1.5 à 1.6 fois plus faible. Plus les éléments contact de glissement possèdent une résistance élevée, plus le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête diminuent.

La période fondamentale de vibration évaluée à partir du spectre de Fourier de l'accélération avec un pas de temps de 0.002 seconde montre qu'elle n'est pas affectée de manière permanente. En réduisant l'intervalle de temps étudié à l'impulsion la plus forte de l'accélérogramme (sur une durée de 0.2 seconde), un allongement de 17 % pour le bloc de la base et de 36 % pour le bloc supérieur de la crête est constaté par rapport à la période élastique. L'hypothèse de choisir la borne supérieure de la plage de période du spectre cible pour l'étalonnage égale à deux fois la période fondamentale de vibration est donc adéquate.

Enfin, la comparaison du glissement résiduel entre l'utilisation du modèle d'éléments finis non linéaire (LS-Dyna) et de la combinaison d'un modèle flexible (SAP2000) et d'un modèle de corps rigide de la crête (RS-DAM) révèle que le glissement résiduel provenant du modèle non linéaire en moyenne sept fois supérieur à celui provenant de la combinaison des deux modèles. Une amplification de l'accélération à la crête par le modèle non linéaire de LS-Dyna par rapport aux analyses linéaires de SAP2000 est la cause d'une partie de la différence de glissement. En effet, les accélérogrammes provenant du modèle de LS-Dyna comportent beaucoup de bruit lorsque comparés à ceux évalués à l'aide de SAP2000. Une partie de ce bruit résulte des cycles d'ouvertures et de fermetures des zones de fissuration, causé par la différence de coefficient d'amortissement visqueux (LS-Dyna : 0; RS-DAM : 91). Cependant, dans d'autres cas où l'accélération des deux modèles est semblable, la crête du modèle de LS-Dyna glisse alors que celle du modèle de RS-DAM non. Le modèle avec éléments contact de glissement de LS-Dyna semble être plus sensible aux sollicitations en ce qui concerne le glissement que le modèle de corps rigide de RS-DAM.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

7.1 Sommaire et conclusions

Les sollicitations sismiques dans l'est du Canada sont caractérisées par un contenu fréquentiel prédominant élevé ($\cong 10$ Hz) et sollicitent les structures comme les barrages-poids. La loi sur la sécurité des barrages du Québec permet d'utiliser les données de la commission géologique du Canada (CGC) pour définir l'aléa sismique susceptible d'affecter la réponse sismique des ouvrages. Les données de la CGC sont reprises par le code national du Bâtiment du Canada (CNB). L'annexe J du CNB donne les principales lignes directrices quant à la sélection et l'étalonnage des sollicitations sismiques à utiliser pour les analyses dynamiques. Le CNB est développé pour les bâtiments qui possèdent le plus souvent des caractéristiques dynamiques différentes de celles des barrages en béton qui ont de courtes périodes de vibration. Ainsi, ce projet de recherche s'attarde à déterminer les effets de l'utilisation de différentes méthodes de sélection et d'étalonnage des mouvements sismiques selon les lignes directrices du CNB 2015 sur la réponse sismique d'un barrage-poids de 80 m avec une période naturelle de 0.25 s situé dans l'est du Canada en mettant l'accent sur l'estimation des déplacements résiduels en condition post-sismique.

Les objectifs de ce projet sont : (1) de comparer les méthodes de sélection et d'étalonnage d'accélérogrammes basées sur le CNB 2015; (2) de comparer l'utilisation d'accélérogrammes synthétiques et historiques; (3) de comparer l'utilisation d'accélérogrammes naturels et d'accélérogrammes modifiés à l'aide d'ondelettes (« *spectral matching* »); et (4) d'étudier leurs effets sur le glissement résiduel. Trois modèles ont été utilisés pour le volet (4) soit : (a) un modèle de corps rigide du barrage complet (RS-DAM), (b) la combinaison d'un modèle flexible (SAP2000) et d'un modèle de corps rigide (RS-DAM) de la crête, et (c) un modèle complet d'éléments finis non linéaire avec éléments contact de glissement (LS-Dyna). Finalement, l'évolution de la période de vibration fondamentale du barrage causée par la fissuration et les mouvements due à une excitation sismique a été étudiée.

Les conclusions des travaux de recherche effectués sont divisées en sections respectant l'ordre des chapitres de ce mémoire pour plus de clarté. Dans un premier temps, les conclusions des études sur

les méthodes de sélection et d'étalonnage des sollicitations sismiques selon le CNB 2015 sont donc présentées.

Sélection et étalonnage des secousses sismiques

Les résultats d'étalonnage sont comparés à l'aide des facteurs d'étalonnage et d'un indicateur de « **correspondance** » qui équivaut à l'écart type du ratio des valeurs du spectre de réponse d'un accélérogramme et du spectre cible calculées à chaque période.

- Méthodes d'étalonnages : Les trois méthodes employées (MSE « *Mean Square Error* », SIA « *Spectral Intensity acceleration* » et la méthode d'Atkinson) donnent des facteurs d'étalonnage semblables, ainsi le choix est libre à l'utilisateur. La méthode **MSE** est choisie pour cette étude.
- Nombre de scénarios pour l'étalonnage : La plage de périodes pour définir le spectre cible a d'abord été divisée en trois intervalles dans la recherche d'une meilleure correspondance dans la plage des courtes périodes [0.05 - 0.5] s qu'il est difficile de bien étalonner. Les résultats de l'utilisation de trois intervalles (TRS1 = [0.05 - 0.15]s, TRS2 = [0.1 - 0.5]s et TRS3 = [0.5 - 1.0]s) au lieu de deux (TRS1 = [0.05 - 0.5]s et TRS2 = [0.5 - 1.0]s) a permis d'obtenir une meilleure correspondance dans les courtes périodes. Cependant, après d'autres essais, il s'avère que l'utilisation d'un seul scénario (TRS = [0.05-1.0]s) donne la meilleure correspondance globale dans la plage de période [0.05 - 1.0]s. La plage de période est divisée en trois intervalles pour le reste de l'étude.
- Sollicitations synthétiques : La banque d'accélérogrammes synthétiques développée par Atkinson (2009) a permis la sélection de onze accélérogrammes dont les facteurs d'étalonnage sont compris entre 0.2 et 1.16. Ces facteurs satisfont le critère du CNB qui stipule que ces facteurs d'étalonnage doivent être situés dans l'intervalle [0.2-5].
- Modification spectrale : Qu'ils s'agissent d'accélérogrammes synthétiques ou historiques, la modification spectrale améliore en moyenne deux fois plus la correspondance des spectres moyens de chaque scénario avec le spectre cible. Bien que la modification spectrale affecte peu les caractéristiques des secousses sismiques en moyenne, il convient de porter une attention particulière aux paramètres comme le **PGD** « *peak ground displacement* », le **RMSD** « *root mean square displacement* » (dérive du déplacement), le **PGA** « *peak ground acceleration* » et

enfin les facteurs **AI** « *Arias intensity* », **ASI** « *acceleration spectrum intensity* » et **CAV** « *cumulative absolute velocity* ». Les caractéristiques des sollicitations synthétiques sont moins affectées par la modification spectrale que celles historiques. Enfin, cette étude montre que le spectre moyen modifié spectralement sur 110 % du spectre cible (article 2.2.2 du commentaire J du code) est en tout temps supérieur au spectre moyen étalonné sur 100 % du spectre cible.

Étude du glissement résiduel à la base du barrage

L'étude du glissement résiduel à la base du barrage à l'aide de la dynamique des corps rigides est réalisée à l'aide du logiciel RS-DAM en utilisant les onze accélérogrammes (synthétiques et historiques) amplifiés par un facteur d'intensité de 4 afin de provoquer le glissement du barrage.

- Sollicitations historiques VS synthétiques : Le glissement moyen à la base vaut 1.35 mm pour les sollicitations synthétiques et 0.9 mm pour les sollicitations historiques (de très petites valeurs). L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques est donc adéquate pour étudier le glissement du barrage à sa base.
- Critères de sélection des accélérogrammes : Le glissement très important induit par certains accélérogrammes révèle que la sélection des sollicitations ne peut se baser uniquement sur la correspondance avec le spectre cible et que le paramètre **CAV** « *cumulative absolute velocity* » ou le facteur **AI** « *Arias intensity* » doivent également servir d'indicateurs.
- Modification spectrale : Globalement, l'utilisation d'accélérogrammes modifiés par ajout d'ondelettes n'affecte pas le potentiel de glissement à la base du barrage (CAV, AI).
- Nombre de scénarios : Pour les neuf sollicitations historiques étalonnées (excluant « Iwate ») le ratio de glissement en utilisant (i) trois scénarios et (ii) un scénario vaut 0.9. L'utilisation d'un ou de trois scénarios dans le cas d'accélérogrammes historiques étalonnés est donc adéquate.
- Accélération verticale : L'utilisation de l'accélération verticale provoque une augmentation du glissement résiduel de 25 % pour les sollicitations historiques et 40 % dans le cas des synthétiques. La composante verticale doit être considérée pour ce barrage dans une analyse de glissement et les deux cas H+V et H-V doivent être comparés.
- Nombre d'accélérogrammes : Compte tenu de la variabilité des résultats de glissement, l'utilisation de onze sollicitations comme le suggère l'annexe J du CNB 2015 apparaît comme

la méthode la plus adéquate. Un minimum d'au moins cinq sollicitations devraient être employé. Enfin, la modification spectrale ne permet pas de réduire le nombre d'accélérogrammes à utiliser.

Étude du glissement résiduel à la crête du barrage

Les effets des méthodes de sélection et d'étalonnage sont ensuite étudiés à l'aide de la combinaison d'un modèle flexible (SAP2000) à partir duquel les accélérations sous la crête sont amplifiées par un facteur d'intensité de 1.5 et utilisées comme sollicitations dans le modèle de corps rigide de la crête (RS-DAM). Les contraintes de traction au pied et à la crête du barrage sont évaluées avec le modèle de SAP2000 et le glissement résiduel à la crête avec le modèle de RS-DAM. La moyenne des cinq sollicitations donnant les réponses maximums est utilisée.

- Sollicitations historiques VS synthétiques : Lorsque les sollicitations synthétiques sont comparées aux historiques, les contraintes sont similaires, mais le glissement résiduel à la crête est 1.5 à 4 fois plus faible (13.2 mm vs 34.1 mm).
- Modification spectrale : Le glissement résiduel des sollicitations synthétiques n'est pas affecté par la modification spectrale. Dans le cas des sollicitations historiques, l'utilisation de la modification spectrale provoque une baisse des contraintes d'un tiers et du glissement résiduel à la crête de moitié.
- Accélération verticale : Lorsque l'accélération verticale est considérée, les contraintes ne varient pas, mais le glissement résiduel est de 1.6 à 2.3 fois plus élevé que lorsque seule la composante horizontale est utilisée (16.8 mm vs 30.5 mm).

Étude du glissement à l'aide d'un modèle d'éléments finis non linéaire

Enfin, la dernière étude de ce projet de recherche est réalisée à l'aide d'un modèle d'éléments finis non linéaire du barrage complet possédant des éléments contact de glissement à la base et à la crête. Trois accélérogrammes historiques et synthétiques amplifiés par un facteur d'intensité de 1.5 sont employés.

- Sollicitations historiques versus synthétiques : L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques peut aller jusqu'à diminuer de plus de la moitié le potentiel de glissement à la crête par rapport à l'utilisation d'accélérogrammes historiques.

- Considération de la fissuration à la base : La fissuration et le glissement de la base du barrage diminuent de presque 10 % le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête.
- Modification spectrale : La modification spectrale affecte peu le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête.
- Accélération verticale : L'utilisation de l'accélération verticale ne semble pas affecter l'ouverture de fissure, mais peut augmenter de presque 40 % le glissement résiduel à la crête.
- Résistance des éléments contact : Le glissement résiduel et l'ouverture de fissure à la crête diminuent lorsque la résistance des éléments contact de glissement augmente passant de 0 MPa à 2 MPa. De plus, le glissement n'apparaît qu'une fois que la fissuration est traversante de l'amont à l'aval, validant ainsi le comportement des éléments contact.
- Glissements résiduels : calculs linéaires et corps rigide VS analyses non linéaires : Après comparaison, les résultats de glissement à la crête du modèle de LS-Dyna sont sept fois supérieurs en moyenne que ceux trouvés par la combinaison des deux logiciels SAP2000 et RS-DAM. Une amplification de l'accélération à la crête par le modèle non linéaire de LS-Dyna par rapport aux analyses linéaires de SAP2000 est la cause d'une partie de la différence de glissement. Les accélérations résultantes de LS-Dyna possèdent beaucoup de "bruit" lorsque comparées à celle de RS-DAM. Ce bruit est probablement causé par les impacts lors des cycles d'ouvertures et de fermetures des zones fissurées non amortis pour cause d'absence de coefficient de restitution d'impact. Les éléments contact de glissement du modèle de LS-Dyna semblent plus sensibles aux sollicitations en ce qui concerne le glissement à la crête que le modèle de corps rigide de RS-DAM.

Étude de l'évolution de la période de vibration lors de la fissuration

- Évolution transitoire de la période de vibration : Une étude sur l'évolution de la période de vibration fondamentale lors de la fissuration et du glissement du barrage montre qu'elle n'est pas affectée de manière permanente. En réduisant l'intervalle de temps étudié à l'impulsion la plus forte de l'accélérogramme (sur une durée de 0.2 seconde), la période fondamentale peut être multipliée par 1.17 pour le bloc de la base et par 1.36 pour le bloc supérieur de la crête. L'hypothèse de choisir la borne supérieure de la plage de période du spectre cible pour l'étalonnage comme égale à deux fois la période fondamentale de vibration est donc adéquate.

7.2 Perspectives de recherche

L'ensemble du travail réalisé durant ce projet de recherche a permis de soulever des conclusions intéressantes quant à la problématique énoncée. Néanmoins, certaines limitations s'appliquent aux études effectuées et des perspectives d'amélioration et d'approfondissement peuvent être explorées :

- **Étendre l'étude aux sollicitations sismique de l'ouest du Canada.** Ce projet de recherche ne concerne que quelques accélérations provenant de l'est du Canada et de l'Amérique du Nord. Étant donné que la base d'accélérogrammes historiques est beaucoup plus fournie dans l'ouest de l'Amérique du nord et que le contenu fréquentiel n'est pas le même, la réalisation d'une étude semblable pour l'ouest du Canada pourrait être intéressante.
- **Étendre l'étude aux sollicitations 3D des barrages-poids et des barrages-voûtes.** Les travaux réalisés dans ce projet cible les barrages-poids. Il serait intéressant de voir l'effet des méthodes de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes qui sont différents de ceux des barrages-poids.
- **Considération des effets non linéaires de la fissuration à la base lors de l'étude du glissement résiduel avec le modèle de corps rigide de la crête (RS-DAM).** Dans ce projet, le glissement résiduel à la crête avec le modèle de corps rigide a été évalué à l'aide d'accélérations sous le plan de fissuration provenant d'un modèle flexible élastique. Le développement d'un modèle SAP2000 avec éléments « *gap friction* » à la base pourrait permettre d'obtenir les accélérations à la crête considérant l'effet de la fissuration.
- **Utilisation d'un matériau de béton non linéaire.** Pour ce projet de recherche, la fissuration du béton a été modélisée par des éléments contact de glissement. L'utilisation d'un matériau non linéaire pouvant évaluer l'endommagement du barrage en combinaison avec les éléments de contact pourrait permettre d'estimer l'évolution des caractéristiques dynamiques du barrage au cours d'un chargement sismique.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] (NRC), N. R. C. o. C., "Commentary J - NBCC 2015, Design for seismic effects", n°. Issued by the Canadian Commission on Buildings and Fire Codes, National Research Council of Canada, 2015.
- [2] Abrahamson, N., "Non-stationary spectral matching", *Seismological research letters*, vol. 63, n°. 1, p. 30, 1992.
- [3] Atkinson, G. M., "Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum", 2009.
- [4] Bernier, C., "Courbes de fragilité pour la vulnérabilité sismique de barrages-poids en béton," Génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 2015.
- [5] Bernier, C., Padgett, J. E., Proulx, J. et Paultre, P., "Seismic Fragility of Concrete Gravity Dams with Spatial Variation of Angle of Friction: Case Study", *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, n°. 5, 2016.
- [6] Bybordiani, M. et Arıcı, Y., "The use of 3D modeling for the prediction of the seismic demands on the gravity dams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017.
- [7] Canada, G. d. (2016) Calculateur de risque sismique pour le Code national du bâtiment du Canada 2015. [En ligne]. Disponible: http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2015-fr.php
- [8] Center, P. E. E. R., "Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application", 2010.
- [9] Center, P. E. E. R. PEER Ground Motion Database [En ligne]. Disponible: <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- [10] Chávez, J. W. et Fenves, G. L., "Earthquake response of concrete gravity dams including base sliding", *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n°. 5, p. 865-875, 1995.
- [11] Chen, J., Wang, M. et Fan, S., "Experimental investigation of small-scaled model for powerhouse dam section on shaking table", *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 20, n°. 5, p. 740-752, 2013.
- [12] Chopra, A. K., "Earthquake response analysis of concrete dams", dans *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*: Springer, 1988, p. 416-465.
- [13] Chopra, A. K. et Tan, H., "Simplified earthquake analysis of gated spillway monoliths of concrete gravity dams", DTIC Document, 1989.
- [14] Chopra, A. K. et Zhang, L., "Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams", *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, n°. 12, p. 3698-3719, 1991, 3698.
- [15] Commission, F. E. R., "Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects. Chapter 11-Arch Dams", vol. 20426, D. o. D. S. a. Inspections, Édit., éd. Washington, DC, 1999, p. 1-174.
- [16] Corporation, L. S. T., *LS-Dyna Keywords user's manual*. California, 2016,

- [17] Council, N. R., *Earthquake engineering for concrete dams: design, performance, and research needs*: National Academies Press, 1991.
- [18] Darbre, G. R., "Swiss guidelines for the earthquake safety of dams", 2004.
- [19] Darbre, G. R. et Proulx, J., "Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, n° 2, p. 475-480, 2002.
- [20] Dowdell, D. J. et Benedict, H., "Practical aspects of engineering seismic dam safety-case study of a concrete gravity dam ", 2004.
- [21] Dowling, M. J. et Hall, J. F., "Nonlinear seismic analysis of arch dams", *Journal of engineering Mechanics*, vol. 115, n° 4, p. 768-789, 1989.
- [22] Engineers, U. S. A. C. o., "Time-history dynamic analysis of concrete hydraulic structures", vol. Engineer Manual 1110-2-6051, U. S. A. C. o. Engineers, Éd., éd. Washington, DC, 2003.
- [23] Fenves, G. et Chopra, A. K., "Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams", *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, n° 3, p. 545-562, 1985.
- [24] Fouqué, J. et Robbe, E., "Seismic safety evaluation of a concrete dam based on guidelines", ICOLD 13th International benchmark workshop on the numerical analysis of dams, Switzerland, 2015.
- [25] Ftima, M. B. et Léger, P., "Seismic stability of cracked concrete dams using rigid block models", *Computers & Structures*, vol. 84, n° 28, p. 1802-1814, 2006.
- [26] Ghaemmaghami, A. R. et Ghaemian, M., "Experimental seismic investigation of Sefid-rud concrete buttress dam model on shaking table", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 37, n° 5, p. 809-823, 2008.
- [27] Ghanaat, Y., Patev, R. C. et Chudgar, A. K., "Seismic fragility analysis of concrete gravity dams", 2012.
- [28] Ghrib, F., Léger, P., Tinawi, R., Lupien, R. et Veilleux, M., "Seismic safety evaluation of gravity dams", *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 4, n° 2, p. 126-138, 1997.
- [29] Hall, J. F., "The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: review of experimental behaviour and observational evidence", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 7, n° 2, p. 58-121, 1988.
- [30] Hariri-Ardebili, M. A. et Saouma, V. E., "Seismic fragility analysis of concrete dams: A state-of-the-art review", *Engineering Structures*, vol. 128, p. 374-399, 2016.
- [31] Herzog, M. A., *Practical dam analysis*: Thomas Telford, 1999.
- [32] Koboevic, S., Guilini-Charrette, K., Castonguay, P. X. et Tremblay, R., "Selection and scaling of NBCC 2005 compatible simulated ground motions for nonlinear seismic analysis of low-rise steel building structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n° 12, p. 1391-1403, 2011.

- [33] Koltuniuk, R., Percell, P. et Mills-Bria, B., "State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams 2013", U. S. D. o. t. Interior et B. o. Reclamation, Édit., éd. Denver, Colorado, 2013.
- [34] Leclerc, M., Léger, P. et Tinawi, R. (2002) RS-Dam, Seismic rocking and sliding of concrete dams (version 1.0). École Polytechnique Montréal
- [35] Léger, P., *Compendium on structural behaviour, modelling, safety and rehabilitation of concrete dams*. École Polytechnique, Montréal, Québec, Canada, 2016.
- [36] Leger, P. et Katsouli, M., "Seismic stability of concrete gravity dams", *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 18, n^o. 6, p. 889-902, 1989.
- [37] Lilhanand, K. et Tseng, W., "Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra", dans *Structural mechanics in reactor technology*, 1987.
- [38] Malla, S., Wieland, M. et Peter, M., "Post-cracking behaviour of piers of a weir of a run-of-river power plant subjected to earthquake loading", 1996.
- [39] Michaud, D. et Léger, P., "Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 41, n^o. 3, p. 232-244, 2014.
- [40] Mills-Bria, B. et USBR, *State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams at the Bureau of Reclamation*. Denver, Colorado: US Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 2006.
- [41] Miquel, B. et Bouaanani, N., "Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam–water systems", *Engineering Structures*, vol. 32, n^o. 8, p. 2488-2502, 2010.
- [42] Morin, P. B., Léger, P. et Tinawi, R., "Seismic behavior of post-tensioned gravity dams: shake table experiments and numerical simulations", *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, n^o. 2, p. 140-152, 2002.
- [43] Mridha, S. et Maity, D., "Experimental investigation on nonlinear dynamic response of concrete gravity dam-reservoir system", *Engineering Structures*, vol. 80, p. 289-297, 2014.
- [44] Nuss, L. K., Matsumoto, N. et Hansen, K. D., "Shaken, but not stirred—Earthquake performance of concrete dams", 2012, p. 1511-30.
- [45] Pallu, B., Robbe, E., Kashiwayanagi, M. et Yamane, Y., "Analyses of earthquake records on two japanese concrete dams", 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago Chile, 2017.
- [46] Priscu, R., Popovici, A., Stematiu, D. et Stere, C., "Earthquake engineering for large dams", dans *Earthquake engineering for large dams*, J. W. Sons, Édit.: Editura Academiei, 1985.
- [47] Proulx, J. et Paultre, P., "Experimental and numerical investigation of dam reservoir foundation interaction for a large gravity dam", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 24, n^o. 1, p. 90-105, 1997.

- [48] Proulx, J., Paultre, P., Rheault, J. et Robert, Y., "An experimental investigation of water level effects on the dynamic behaviour of a large arch dam", *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 30, n°. 8, p. 1147-1166, 2001.
- [49] SeismoSoft, "SeismoApps 2016 Technical Information Sheet", 2016.
- [50] Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M. et Cipolla, G., "Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses", *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, n°. 4, p. 518-529, 2000.
- [51] Ueshima, T., Shiojiri, H. et Kanazawa, K., "Structural health monitoring of an aged arch dam using long-term continuous observation of ambient vibration/seismic motion", 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile, 2017.
- [52] United States Society on Dams, "Numerical models for seismic evaluation of concrete dams : review, evaluation and interpretation of results", USSD - Committee on Earthquakes, 2008.
- [53] Vlad, I. et Vlad, M., "Seismic legislation as a result of quantification of the structural evolution of large concrete dams in romania ", 2008.

ANNEXE A – ÉTUDES SUR LES BARRAGES-VOÛTES ET LES BARRAGES À CONTREFORTS

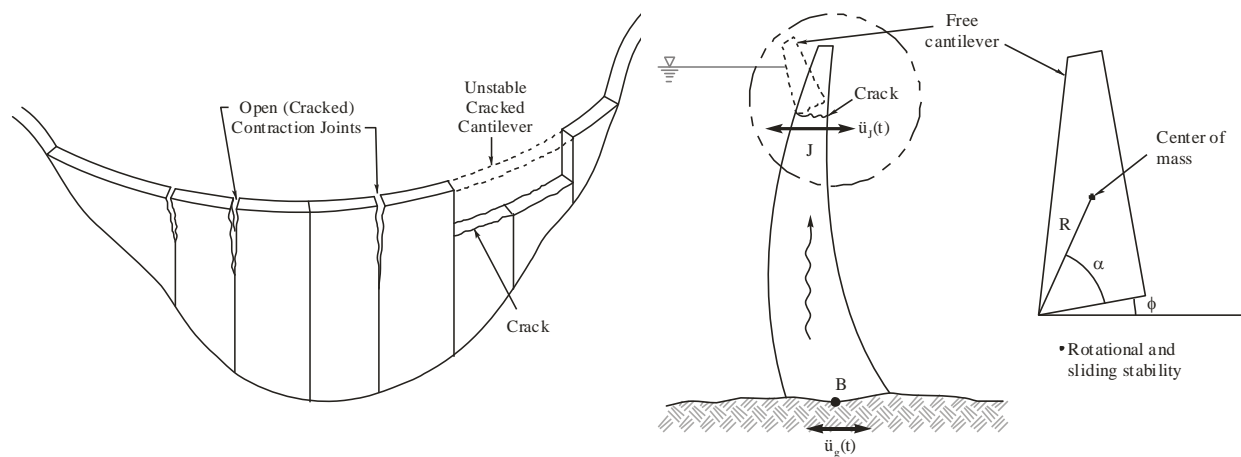


Figure A.1: Mécanismes de défaillance sismiques d'un barrage-voûte tiré de Léger (2016)

Tableau A.1: Présentation de l'effet des mécanismes de défaillance sismique sur les barrages-voûtes et les barrages à contreforts

Type de barrage	Endommagement	Facteur d'importance	Localisation	Paramètre(s) influent(s)	Commentaires
Barrage-voûte	Fissuration	Élevé	Joints	Résistance du béton en tension	Les grands barrages-voûtes peuvent fissurer le long des joints d'un bloc de la partie supérieure et il y a risque de perte du bloc [25] & [15]
		Élevé	Fondation	Cohésion du béton des joints Cohésion béton-fondation	
	Glissement	Très élevé	Aux fondations	Cohésion béton-fondation Propriétés du roc	Excluant les fondations et les zones de fissuration importantes le glissement est peu probable [17] Les fondations constituent un élément essentiel des barrages-voûtes [33]
	Bercement	Faible	Blocs fissurés	Durée et caractéristiques des vibrations du sol	Bercement du barrage entier peu probable si bien dimensionné [17] Après fissuration des joints, perte des blocs par rotation comme des portes sous l'effet de vibrations [33]
Barrage à contreforts	Fissuration	Moyen à élevé	Partie supérieure des contreforts	Connexion des contreforts	Les contreforts sont résistants dans la direction de l'écoulement, mais sensibles aux vibrations dans la direction perpendiculaire [33]
		Moyen à élevé	À la crête	Résistance du béton en tension Changement de géométrie Facteur d'amplification à la crête	Fissuration horizontale à la connexion supérieure des contreforts due au changement important de rigidité [44] Concentration de contrainte induite par un changement de géométrie [17]
	Glissement	Moyen	Blocs contreforts	Connexion contreforts	Exemple : barrage « Sefidrud », déplacements peu importants [30]
	Bercement	Faible	Autour du pied	Cohésion béton-fondation	Similaire aux barrages-poids

Tableau A.2: Résumé des méthodes de calcul empiriques de la période fondamentale d'un barrage voûte en fonction des facteurs influents

Référence	Période fondamentale [s]	Commentaires
(Priscu, et al. 1985)	$T = 0.1 + 0.2 \cdot \left(\frac{H}{100}\right)$	Équation valable pour le réservoir plein
(Hall 1988)	$T_{eau} = \frac{4 \cdot H_{eau}}{C_{eau}}$ pour un canyon large $T_{eau} = \frac{3.41 \cdot H_{eau}}{C_{eau}}$ pour un canyon étroit avec hauteur d'eau maximale	Évalue uniquement la période du réservoir pour un barrage-voûte ou C_{eau} est la vitesse d'onde de pression de l'eau (1451 m/sec)
(Herzog 1999)	$T = 1.79 \cdot \sqrt{w_c}$	Tirée de l'approximation de la période d'un système à un degré de liberté et ou « w_c » est le déplacement de la crête dû à la charge permanente agissant horizontalement

Tableau A.3: Calculs de périodes et amortissement à partir de modèles d'éléments finis et comparaison avec les méthodes empiriques pour les barrages-voûtes

Références	Barrage	MODÈLES D'ÉLÉMENTS FINIS					
		Réservoir	Fondation	Période fondamentale [s]		Amortissement [%]	
				Vibration forcées	Modèle d'éléments finis	Vibration forcées	Modèle d'éléments finis
[12]	Morrow Point, VA (142 m), 2D	Vide	Rigide	-	0.235	-	5.0
		Plein	Rigide	0.339	0.302	4.0	13.4
[21]	Pacoima, VA (111 m), 3D	Vide	Rigide	-	0.192	-	5.0
		Plein	Rigide	-	0.242	-	-
[24]	Luzzzone, VA (224 m), 3D	Vide	Flexible	-	0.498	-	5.0
		Plein	Flexible	-	0.794	-	5.0

ANNEXE B – RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Tableau B.1: Résumé des paramètres des sollicitations sismiques horizontales simulées, originales (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)

Sollicitations sismiques simulées horizontales																		
Évènement sismique	PGA [g]			Vit. max [cm/s]			Dépl. Max [cm]			v/a [s]			RMSA [g]			RMSD [cm]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
6a2, 21	0.215	0.114	0.115	3.270	1.734	1.730	0.967	0.513	0.511	0.016	0.016	0.015	0.013	0.007	0.007	0.126	0.069	0.069
6a2, 31	0.208	0.104	0.108	6.927	3.461	3.433	0.578	0.290	0.287	0.034	0.034	0.033	0.017	0.008	0.008	0.091	0.048	0.048
6a2, 40	0.172	0.088	0.087	4.326	2.206	2.283	0.637	0.323	0.323	0.026	0.026	0.027	0.012	0.006	0.006	0.070	0.037	0.037
6a1, 35	0.731	0.149	0.146	15.356	3.131	3.147	2.665	0.545	0.548	0.021	0.021	0.022	0.033	0.007	0.007	0.262	0.061	0.060
6a1, 38	0.691	0.176	0.181	11.609	2.956	2.961	1.507	0.382	0.376	0.017	0.017	0.017	0.034	0.009	0.009	0.154	0.046	0.045
6a2, 35	0.240	0.125	0.121	5.002	2.605	2.673	0.718	0.372	0.399	0.021	0.021	0.023	0.017	0.009	0.009	0.093	0.073	0.073
7a1, 31	0.365	0.138	0.141	12.298	4.640	4.618	7.830	2.959	2.945	0.034	0.034	0.033	0.035	0.013	0.013	1.428	0.539	0.539
7a1, 42	0.427	0.126	0.127	18.182	5.377	5.240	9.004	2.666	2.683	0.043	0.044	0.042	0.042	0.012	0.012	1.966	0.582	0.585
7a2, 24	0.092	0.108	0.108	5.771	6.824	6.729	2.641	3.115	3.123	0.064	0.064	0.063	0.010	0.012	0.012	0.551	0.651	0.652
7a2, 40	0.092	0.080	0.080	5.220	4.522	4.605	3.165	2.746	2.739	0.058	0.058	0.059	0.010	0.008	0.008	0.533	0.463	0.461
7a2, 45	0.087	0.100	0.102	4.406	5.032	4.969	3.972	4.533	4.515	0.051	0.051	0.049	0.009	0.011	0.011	0.783	0.894	0.893
Moyenne	0.302	0.119	0.120	8.397	3.863	3.853	3.062	1.677	1.677	0.035	0.035	0.035	0.021	0.009	0.009	0.551	0.315	0.315

Évènement sismique	AI [m/s]			CAV [cm/s]			ASI [g.sec]			Période préd. [s]			Durée [s]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
6a2, 21	0.122	0.034	0.034	129	69	69	0.057	0.030	0.031	0.005	0.005	0.010	2.46	2.46	2.46
6a2, 31	0.204	0.051	0.051	213	106	107	0.089	0.044	0.043	0.010	0.010	0.010	3.96	3.96	3.96
6a2, 40	0.108	0.028	0.028	133	68	67	0.080	0.041	0.041	0.010	0.010	0.010	2.88	2.88	2.80
6a1, 35	0.724	0.030	0.030	269	55	56	0.218	0.044	0.044	0.005	0.005	0.005	2.07	2.07	2.09
6a1, 38	0.788	0.051	0.051	280	71	72	0.177	0.045	0.044	0.015	0.015	0.015	1.88	1.88	1.89
6a2, 35	0.219	0.059	0.059	224	116	117	0.086	0.045	0.044	0.000	0.010	0.010	4.17	4.17	4.20
7a1, 31	0.976	0.139	0.139	625	236	237	0.157	0.059	0.058	0.020	0.020	0.020	6.94	6.94	6.96
7a1, 42	1.360	0.119	0.118	737	218	217	0.168	0.050	0.049	0.020	0.020	0.020	7.22	7.22	7.22
7a2, 24	0.089	0.124	0.124	216	255	255	0.053	0.063	0.062	0.000	0.015	0.015	9.35	9.35	9.35
7a2, 40	0.080	0.060	0.061	188	162	163	0.056	0.049	0.050	0.000	0.015	0.015	7.70	7.70	7.69
7a2, 45	0.076	0.100	0.099	194	222	223	0.051	0.058	0.057	0.000	0.015	0.015	9.21	9.21	9.23
Moyenne	0.431	0.072	0.072	292	143	144	0.108	0.048	0.048	0.008	0.013	0.013	5.26	5.26	5.26

Tableau B.2: Résumé des paramètres des sollicitations sismiques verticales simulées, originales (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)

Sollicitations sismiques simulées verticales																		
Évènement sismique	PGA [g]			Vit. max [cm/s]			Dépl. Max [cm]			v/a [s]			RMSA [g]			RMSD [cm]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
6a2, 20	0.257	0.079	0.061	4.108	1.256	1.081	0.746	0.228	0.228	0.016	0.016	0.018	0.014	0.004	0.004	0.102	0.031	0.031
6a2, 33	0.174	0.060	0.061	6.242	2.146	2.114	0.802	0.274	0.275	0.037	0.036	0.035	0.017	0.006	0.005	0.112	0.040	0.040
6a2, 41	0.161	0.064	0.063	4.404	1.738	1.641	0.518	0.204	0.203	0.028	0.028	0.027	0.012	0.005	0.004	0.069	0.031	0.030
6a1, 36	0.614	0.110	0.099	10.695	1.910	1.787	0.770	0.156	0.156	0.018	0.018	0.019	0.035	0.006	0.006	0.098	0.068	0.068
6a1, 37	0.643	0.156	0.150	11.863	2.872	2.583	2.209	0.514	0.512	0.019	0.018	0.019	0.033	0.008	0.008	0.221	0.060	0.059
6a2, 34	0.199	0.107	0.100	3.675	1.965	1.746	0.694	0.367	0.366	0.019	0.018	0.018	0.016	0.009	0.008	0.099	0.060	0.060
7a1, 32	0.368	0.103	0.100	16.477	4.619	4.536	12.575	3.524	3.518	0.046	0.046	0.046	0.035	0.010	0.010	2.367	0.663	0.663
7a1, 40	0.353	0.117	0.121	14.517	4.812	4.625	8.127	2.684	2.581	0.042	0.042	0.039	0.038	0.012	0.012	1.609	0.501	0.500
7a2, 23	0.087	0.065	0.062	5.156	3.811	3.347	2.500	1.848	1.872	0.060	0.060	0.055	0.010	0.008	0.008	0.464	0.348	0.350
7a2, 44	0.094	0.075	0.073	4.673	3.750	3.139	3.010	2.410	2.400	0.051	0.051	0.044	0.010	0.008	0.008	0.501	0.403	0.400
7a2, 42	0.108	0.075	0.068	6.284	4.326	4.209	5.214	3.592	3.573	0.059	0.059	0.063	0.009	0.006	0.006	0.875	0.603	0.600
Moyenne	0.278	0.092	0.087	8.009	3.019	2.801	3.379	1.436	1.426	0.036	0.036	0.035	0.021	0.007	0.007	0.592	0.255	0.255

Évènement sismique	AI [m/s]			CAV [cm/s]			ASI [g.sec]			Période préd. [s]			Durée [s]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
6a2, 20	0.149	0.014	0.012	141	43	41	0.052	0.016	0.016	0.010	0.010	0.010	2.36	2.36	2.54
6a2, 33	0.205	0.024	0.022	215	74	70	0.073	0.025	0.025	0.015	0.015	0.005	3.96	3.96	4.12
6a2, 41	0.106	0.017	0.014	136	54	51	0.057	0.023	0.023	0.015	0.015	0.010	3.07	3.07	3.13
6a1, 36	0.823	0.026	0.023	284	51	49	0.209	0.037	0.030	0.010	0.010	0.010	1.87	1.87	1.92
6a1, 37	0.724	0.042	0.039	272	66	64	0.155	0.037	0.030	0.005	0.005	0.005	1.99	1.99	2.01
6a2, 34	0.192	0.055	0.052	217	116	113	0.070	0.037	0.030	0.000	0.005	0.005	4.53	4.53	4.58
7a1, 32	0.951	0.075	0.074	619	174	173	0.162	0.045	0.044	0.005	0.005	0.005	7.26	7.26	7.29
7a1, 40	1.155	0.127	0.126	692	229	229	0.175	0.058	0.057	0.010	0.010	0.010	7.74	7.74	7.74
7a2, 23	0.093	0.051	0.050	221	163	162	0.056	0.042	0.040	0.000	0.020	0.020	9.71	9.71	9.76
7a2, 44	0.081	0.052	0.051	184	148	147	0.051	0.041	0.041	0.000	0.015	0.015	7.60	7.60	7.65
7a2, 42	0.078	0.037	0.036	190	131	131	0.051	0.035	0.034	0.000	0.045	0.045	8.65	8.65	8.72
Moyenne	0.414	0.047	0.045	288	113	112	0.101	0.036	0.034	0.006	0.014	0.013	5.34	5.34	5.41

Tableau B.3: Résumé des paramètres des enregistrements historiques horizontaux, originaux (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)

Enregistrements historiques horizontaux																		
Évènement sismique	PGA			Vit. max			Dépl. Max			v/a			RMSA			RMSD		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
Val Des Bois	0.018	0.128	0.134	0.395	2.79	2.69	0.074	0.525	0.529	0.022	0.022	0.020	0.002	0.015	0.015	0.005	0.034	0.103
Sparks (1)	0.027	0.082	0.066	1.594	4.82	4.82	0.751	2.275	2.275	0.060	0.060	0.075	0.002	0.007	0.007	0.154	0.466	0.466
Sparks (2)	0.026	0.080	0.067	1.442	4.44	4.44	0.399	1.228	1.228	0.056	0.056	0.068	0.003	0.010	0.010	0.073	0.224	0.224
Morgan Hill	0.099	0.095	0.069	2.897	2.772	2.124	0.855	0.818	0.794	0.030	0.030	0.031	0.011	0.011	0.009	0.263	0.252	0.251
Sierra Madre	0.098	0.098	0.057	2.980	2.968	1.897	0.134	0.133	0.447	0.031	0.031	0.034	0.008	0.008	0.006	0.029	0.029	0.253
Whittier Narows	0.049	0.081	0.057	1.768	2.944	2.271	0.260	0.433	0.431	0.037	0.037	0.041	0.006	0.011	0.009	0.080	0.133	0.131
Loma Prieta (1)	0.062	0.035	0.028	12.187	6.868	6.409	8.235	4.641	4.625	0.200	0.200	0.234	0.009	0.005	0.005	3.016	1.700	1.690
Loma Prieta (2)	0.093	0.049	0.045	11.048	5.793	5.906	4.897	2.567	2.581	0.121	0.121	0.134	0.011	0.006	0.005	1.981	1.039	1.037
Duzce, Turquie	0.053	0.082	0.079	5.755	8.901	9.060	5.279	8.165	8.134	0.111	0.111	0.117	0.008	0.012	0.012	2.144	3.315	3.319
Iwate, Japon (1)	0.107	0.253	0.252	4.827	11.387	10.701	4.790	11.299	11.284	0.046	0.046	0.043	0.008	0.020	0.020	0.533	1.258	1.257
Iwate, Japon (2)	0.083	0.202	0.203	2.581	6.293	6.184	2.586	6.305	6.294	0.032	0.032	0.031	0.007	0.017	0.017	0.501	1.221	1.218
Moyenne	0.065	0.108	0.096	4.316	5.453	5.137	2.569	3.490	3.511	0.068	0.068	0.075	0.007	0.011	0.010	0.798	0.879	0.904
Évènement sismique	AI			CAV			ASI			Période préd.			Durée					
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M			
Val Des Bois	0.007	0.364	0.356	113	797	791	0.01	0.047	0.049	0.00	0.020	0.010	31.4	31.4	31.5			
Sparks (1)	0.009	0.085	0.078	127	385	379	0.02	0.046	0.043	0.03	0.030	0.030	32.6	32.6	33.8			
Sparks (2)	0.020	0.186	0.172	202	621	608	0.03	0.078	0.074	0.03	0.030	0.070	39.0	39.0	39.9			
Morgan Hill	0.060	0.055	0.040	175	168	150	0.062	0.060	0.044	0.035	0.035	0.025	8.93	8.93	9.68			
Sierra Madre	0.039	0.039	0.021	116	116	100	0.064	0.064	0.044	0.055	0.055	0.030	4.36	4.36	6.56			
Whittier Narows	0.012	0.032	0.025	66	109	102	0.035	0.059	0.044	0.030	0.030	0.030	7.13	7.13	7.64			
Loma Prieta (1)	0.055	0.017	0.014	195	110	102	0.039	0.022	0.021	0.200	0.000	0.000	11.1	11.1	12.6			
Loma Prieta (2)	0.068	0.019	0.017	224	117	114	0.054	0.028	0.027	0.135	0.000	0.000	11.6	11.6	12.5			
Duzce, Turquie	0.043	0.102	0.099	201	311	305	0.053	0.081	0.081	0.045	0.045	0.045	18.1	18.1	18.4			
Iwate, Japon (1)	0.275	1.533	1.526	708	1670	1668	0.048	0.112	0.109	0.025	0.025	0.025	22.0	22.0	22.1			
Iwate, Japon (2)	0.100	0.594	0.591	367	894	893	0.037	0.091	0.089	0.020	0.020	0.020	16.5	16.5	16.5			
Moyenne	0.063	0.275	0.267	227	482	474	0.040	0.063	0.057	0.055	0.026	0.026	18.4	18.4	19.2			

Tableau B.4 : Résumé des paramètres des enregistrements historiques verticaux, originaux (O), après étalonnage (S), après étalonnage et modification spectrale (M)

Enregistrements historiques verticaux																		
Évènement sismique	PGA [g]			Vit. max [cm/s]			Dépl. Max [cm]			v/a [s]			RMSA [g]			RMSD [cm]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
Val Des Bois	0.010	0.068	0.052	0.308	2.181	2.302	0.022	0.158	0.367	0.032	0.032	0.045	0.001	0.007	0.007	0.002	0.016	0.173
Sparks (1)	0.026	0.080	0.071	0.696	2.108	2.108	0.251	0.760	0.760	0.027	0.027	0.030	0.003	0.008	0.008	0.055	0.166	0.166
Sparks (2)	0.019	0.059	0.052	0.733	2.257	2.237	0.239	0.737	0.733	0.039	0.039	0.044	0.003	0.008	0.007	0.059	0.183	0.183
Morgan Hill	0.094	0.090	0.086	3.431	3.282	2.872	0.446	0.427	0.422	0.037	0.037	0.034	0.010	0.009	0.008	0.150	0.144	0.143
Sierra Madre	0.037	0.037	0.041	1.208	1.204	1.633	0.165	0.164	1.051	0.033	0.033	0.041	0.004	0.004	0.004	0.030	0.030	0.608
Whittier Narows	0.039	0.064	0.065	0.946	1.575	1.516	0.086	0.143	0.134	0.025	0.025	0.024	0.005	0.009	0.009	0.027	0.044	0.045
Loma Prieta (1)	0.032	0.018	0.018	6.256	3.526	3.280	4.741	2.672	2.662	0.202	0.202	0.189	0.005	0.003	0.003	1.500	0.845	0.844
Loma Prieta (2)	0.029	0.015	0.018	4.053	2.125	2.257	2.963	1.554	1.530	0.142	0.142	0.127	0.005	0.003	0.003	0.948	0.497	0.498
Duzce, Turquie	0.024	0.036	0.032	6.343	9.811	9.740	6.244	9.656	9.696	0.275	0.275	0.314	0.005	0.007	0.007	2.074	3.208	3.207
Iwate, Japon (1)	0.048	0.114	0.114	2.896	6.832	6.891	2.769	6.534	6.526	0.061	0.061	0.062	0.004	0.010	0.010	0.409	0.965	0.965
Iwate, Japon (2)	0.029	0.071	0.069	2.030	4.949	5.023	2.838	6.919	6.921	0.071	0.071	0.075	0.003	0.008	0.008	0.560	1.365	1.364
Moyenne	0.035	0.059	0.056	2.627	3.623	3.624	1.888	2.702	2.800	0.086	0.086	0.089	0.004	0.007	0.007	0.528	0.678	0.745

Évènement sismique	AI [m/s]			CAV [cm/s]			ASI [g.sec]			Période préd. [s]			Durée [s]		
	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M	O	S	M
Val Des Bois	0.002	0.078	0.078	53	374	373	0.005	0.034	0.033	0.000	0.040	0.010	32.6	32.6	32.7
Sparks (1)	0.013	0.115	0.099	150	453	434	0.008	0.024	0.021	0.010	0.010	0.010	34.5	34.5	36.1
Sparks (2)	0.012	0.116	0.092	163	503	464	0.012	0.037	0.032	0.040	0.040	0.045	42.3	42.3	45.6
Morgan Hill	0.042	0.038	0.033	139	133	125	0.039	0.038	0.030	0.020	0.020	0.020	7.95	7.95	8.29
Sierra Madre	0.010	0.010	0.011	69	68	71	0.021	0.021	0.029	0.020	0.020	0.020	9.84	9.84	9.50
Whittier Narows	0.008	0.023	0.023	60	99	100	0.017	0.029	0.029	0.010	0.010	0.010	8.41	8.41	8.41
Loma Prieta (1)	0.017	0.005	0.005	130	73	74	0.024	0.014	0.014	0.115	0.000	0.000	22.5	22.5	22.5
Loma Prieta (2)	0.017	0.005	0.005	129	68	71	0.028	0.015	0.015	0.110	0.000	0.000	18.1	18.1	17.3
Duzce, Turquie	0.015	0.037	0.033	134	208	198	0.018	0.027	0.026	0.060	0.000	0.000	22.5	22.5	22.7
Iwate, Japon (1)	0.070	0.390	0.389	374	883	882	0.020	0.048	0.047	0.010	0.010	0.010	26.6	26.6	26.6
Iwate, Japon (2)	0.020	0.121	0.118	187	456	452	0.015	0.038	0.037	0.025	0.025	0.025	25.8	25.8	26.0
Moyenne	0.021	0.085	0.081	144	302	295	0.019	0.029	0.028	0.038	0.016	0.014	22.8	22.8	23.2

Tableau B.5: Glissement final (en millimètres) du barrage en fonction des types de sollicitations et des méthodes d'étalonnage à l'aide du logiciel RS-DAM

		Sollicitations historiques							Sollicitations simulées					
	Sollicitation	Horizontale			Horizontale et Verticale			Sollicitation	Horizontale			Horizontale et Verticale ⁵		
		Étalonnage	Modification spectrale	Matching / Scaling	Étalonnage	Modification spectrale	Matching / Scaling		Étalonnage	Modification spectrale	Matching / Scaling	Étalonnées	Modification spectrale	Matching / Scaling
TRS1	Sparks_1	1.317	0.580	0.440	1.529	0.644	0.421	6a2_21	0.425	0.438	1.030	0.603	0.553	0.918
	Sparks_2	0.698	0.171	0.245	0.632	0.072	0.114	6a2_31	0.644	0.602	0.934	0.705	0.705	1.000
	Val_des_Bois	1.466	0.715	0.488	1.338	0.632	0.472	6a2_40	0.217	0.129	0.595	0.283	0.183	0.645
TRS2	Morgan_Hill	0.117	0.052	0.443	0.119	0.056	0.466	6a1_35	0.150	0.153	1.017	0.321	0.335	1.044
	Sierra_Madre	0.814	0.000	0.000	0.234	0.000	0.000	6a1_38	1.551	1.474	0.950	2.173	2.049	0.943
	Whittiers	0.125	0.000	0.000	0.363	0.011	0.030	6a2_35	0.571	0.523	0.916	0.763	0.781	1.024
TRS3	Duzce	4.020	3.921	0.975	5.874	5.578	0.950	7a1_31	3.946	3.692	0.936	5.903	5.409	0.916
	Iwate_1	149.7	146.9	0.981	148.0	145.3	0.982	7a1_42	1.583	1.532	0.968	2.354	2.283	0.970
	Iwate_2	42.53	41.46	0.975	42.50	41.11	0.967	7a2_24	1.736	1.728	0.995	2.642	2.548	0.964
	Loma_Prieta_1	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	7a2_40	0.288	0.283	0.983	0.567	0.549	0.968
	Loma_Prieta_2	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	7a2_45	1.594	1.701	1.067	1.989	2.159	1.085
	Minimum	0.0	0.0	1.000	0.0	0.0	1.000	Minimum	0.15	0.13	0.859	0.28	0.18	0.645
	Maximum	149.7	146.9	0.981	148.0	145.3	0.982	Maximum	3.95	3.69	0.936	5.90	5.41	0.916
	Moyenne	18.26	17.62	0.965	18.23	17.58	0.964	Moyenne	1.16	1.11	0.964	1.66	1.60	0.959
	Dispersion	45.37	44.62	0.983	44.81	44.08	0.984	Dispersion	1.12	1.06	0.954	1.66	1.54	0.927

⁵ Les valeurs de la catégorie « Horizontal et Vertical » pour les sollicitations simulées sont les valeurs maximales entre horizontal + vertical et horizontal - vertical

Tableau B.6: Glissement final du barrage (en millimètres) selon les sollicitations historiques étalonnées selon un seul scénario avec RS-DAM

Historiques - Un scénario		
Sollicitation		Horizontale Étalonnage
TRS1	Sparks_1	0.304
	Sparks_2	0.374
	Val_des_Bois	1.023
TRS2	Morgan_Hill	0.042
	Sierra_Madre	0.219
	Whittiers	0.002
TRS3	Duzce	7.377
	Loma_Prieta_1	0.000
	Loma_Prieta_2	0.000
Minimum		0.0
Maximum		7.38
Moyenne		1.04
Dispersion		2.40

Tableau B.7: Glissement final du barrage (en millimètres) selon les sollicitations simulées horizontales et verticales avec RS-DAM

Sollicitation	Simulés			
	Horizontale + Verticale		Horizontale - Verticale	
	Étalonnage	Modification spectrale	Étalonnage	Modification spectrale
6a2_21	0.402	0.408	0.603 ⁶	0.553
6a2_31	0.705	0.705	0.662	0.606
6a2_40	0.283	0.183	0.232	0.151
6a1_35	0.138	0.129	0.321	0.335
6a1_38	1.341	1.415	2.173	2.049
6a2_35	0.763	0.781	0.722	0.657
7a1_31	5.903	5.409	3.396	3.219
7a1_42	1.761	1.699	2.354	2.283
7a2_24	2.642	2.548	1.769	1.784
7a2_40	0.567	0.549	0.270	0.265
7a2_45	1.989	2.159	1.352	1.374
Minimum	0.138	0.129	0.232	0.151
Maximum	5.903	5.409	3.396	3.219
Moyenne	1.500	1.453	1.259	1.207
Dispersion	1.662	1.539	1.042	1.007

⁶ Les valeurs en vert sont les maximums pour chaque sollicitation et chaque méthode d'étalonnage

Tableau B.8: Comparaison des facteurs d'étalonnage avec la méthode MSE pour un seul et trois scénarios de période

Sollicitation	Trois scénarios	Un scénario	Ratio : 3 Scénarios / 1 Scénario
NGA_East	TRS1 = [0.05-0.15] s	TRS1 = [0.05-1.0] s	
Val Des Bois	7.078	6.639	1.07
Sparks (2)	3.028	2.817	1.07
Sparks (1)	3.080	2.653	1.16
NGA_West_2	TRS2 = [0.1-0.5] s	TRS1 = [0.05-1.0] s	
Morgan Hill	0.957	0.888	1.08
Sierra Madre	0.996	0.942	1.06
Whittier Narows	1.665	1.444	1.15
NGA_West_2	TRS3 = [0.5-1.0] s	TRS1 = [0.05-1.0] s	
Loma Prieta (1)	0.564	0.964	0.58
Loma Prieta (2)	0.524	0.699	0.75
Duzce, Turquie	1.547	1.721	0.90
Iwate, Japon (1)	2.359	1.053	2.24
Iwate, Japon (2)	2.438	1.023	2.38
Moyenne	2.203	1.895	1.22

Tableau B.9: Résumé des résultats de l'étude de l'évaluation de la période fondamentale de vibration au cours de la fissuration en fonction des fenêtres de temps choisies pour l'étude

Période fondamentale [s]	Crête	Base	Fenêtres de temps	Période crête [s]	Période base [s]
a) Élastique sans Tiebreak	0.236	0.236	1. $\Delta t = [16.0 - 24.0]$ sec	0.236	0.237
b) Non linéaire avec Tiebreak	0.320	0.275	2. $\Delta t = [17.5 - 19.5]$ sec	0.248	0.245
Ratio: Non linéaire/ Élastique	1.36	1.17	3. $\Delta t = [19.5 - 22.5]$ sec	0.244	0.245
			4. $\Delta t = [19.6 - 20.8]$ sec	0.256	0.250
			5. $\Delta t = [19.9 - 20.1]$ sec	0.320	0.275